

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil.

Option : Géotechnique.

THEME

**Etude du comportement hydrique des sols par la détermination
Des caractéristiques de rétention et d'infiltration d'eau.**

Présenté par :

M^{elle} MOUCER OUAFIA

Devant le jury composé de :

Mme Belhassani Ouarda

Maitre de Assistante .A à l'UMMTO

Présidente.

Mme Bouzeboudja Aldjia

Maitre de conférences B à l'UMMTO

Examinatrice.

Mme Mobarek Houria

Maitre Assistante A à l'UMMTO

Promotrice.

Année universitaire: 2019/2020.

Remerciements

Tout d'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'études.

J'exprime ma profonde gratitude et remerciements à ma promotrice *M^{me}* MOBARK HOURIA, Maitre assistante A à l'UMMTO, pour ses conseils judicieux et pour la disponibilité.

J'adresse mes remerciements à *M^{me}* BOUZEBODJA ALDJIA, Maitre de conférences A à l'UMMTO qui m'a honorée d'avoir accepté de présider le jury de ma soutenance.

Je tiens également à remercier *M^{me}* BELHASSANI OUARDA, Maitre assistante A à l'UMMTO pour avoir accepté de juger ce travail.

Mes vifs remerciements à Mr LACHEBI KAMEL, responsable du laboratoire de recherche (LGEA) et *M^{me}* BOUZZOUNI Fatima, responsable du laboratoire MDS de l'UMMTO pour leur disponibilité et leur aide durant le temps qu'a pris la partie expérimentale de ce travail.

Mes remerciements sont adressés à tous ceux qui m'ont aidé pendant la réalisation des essais au laboratoire MDS.

Je tiens enfin à remercier ma famille, mes proches, tous mes amis, et toutes les personnes ayant contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

❧ Dédicace ❧

Je dédie ce travail :

A ma mère, pour son amour, ses encouragements et ses sacrifices.

A mon père, pour son soutien, son affection et la confiance qu'il m'a accordé.

A mes chers frères : ALI, Mohand et Assalas

Ames chères sœurs : Dyhia, Lydia

Au petit enfant DYLAN

A toute les membres de ma famille

A tous mes amis

Tous (tes)mes amis (es), particulièrement : Chafia, MYDIA, Kamelia,

Rachida, Aghiles, Menad, Biba et Lila

Toute la promotion Géotechnique et environnement 2019-2020.

TABLE DE MATIERES

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des principales notations et indices

INTRODUCTION GENERALE

PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES SOLS NON SATURES.

I.1. Introduction.....	1
I.2. Notion de non saturation.....	1
I.3. L'eau dans le sol.....	2
• I.3.1. L'eau de constitution.....	3
• I.3.2. L'eau liée ou absorbé.....	3
• I.3.3. L'eau libre.....	3
• I.3.4. L'eau capillaire.....	3
I.4. Interaction entre les phases solides et fluides.....	3
I.5. Interaction eau-solide : phénomène d'adsorption de l'eau par les particules	
Solides.....	4
I.6. Interaction gaz-eau.....	8
I. 6.1. interface gaz-eau : Tension superficielle.....	8
I. 6.2. Humidification relative (diagramme d'état de l'eau).....	9
I.7. Interaction air-eau-solide : capillarité.....	11
I.8. Degré de saturation.....	12
I.9. La succion des sols non saturés.....	13
I.10. composants de la succion.....	13

I.10.1. succion capillaire.....	14
I.10.2. succion d'adsorption.	15
I.10.3. succion osmotique.....	15
I.10.4. succion totale.	15
I.11. technique de mesure et d'imposition de la succion.	
I.11.1. Méthodes de mesure de la succion.....	16
I.11.1.1. Méthode du papier filtre.....	16
I.11.1.2. Méthode psychrométrique.....	17
I.11.1.3. Méthode de tensiomètre.....	17
I.12.2. Technique d'imposition de la succion	
I.12.2.1. Méthode de translation d'axe.....	18
I.12.2.2. Méthode d'imposition osmotique.	19
I.12.2.3. Méthode de contrôle par phase vapeur.	21
I.13. Notion de contrainte effective pour les sols non saturé.	22
I.14. Conclusion.	23
 Chapitre II : GENERALITE SUR LA PERMEABILITE.	
II.1. Introduction.	25
II.2. Définition.....	25
II.3. Considérations général sur la perméabilité des sols grenus.	25
II.4. Validité de la loi de darcy.....	27
II.5. Types d'écoulements.	28
II. 5.1. Ecoulement saturé.....	28
II.5.2. Ecoulement non-saturé.	28

II.5.3. Ecoulement variablement saturé.....	28
II.6. Types de perméabilité.	
II. 6.1. Perméabilité géométrique ou intrinsèque.	28
II. 6.2. Perméabilité effective.	29
II. 6.3. Perméabilité relative.	29
II. 6.4. Perméabilité équivalente.....	30
II. 6.5. Perméabilité apparente ou absolue.	31
II.7. Facteurs influents sur la valeur du coefficient de perméabilité.	
II. 7.1. La granulométrie.	33
II.7.2. La forme des grains.	33
II.7.3. L'indice des vides.....	33
II.7.4. Le degré de saturation.	33
II.8. Formules utilisées pour le calcul de la perméabilité.	
II. 8.1. Formule de KOZENY et CARMAN.....	33
II.8.2. Formule de CAZENOVE.	34
II.8.3. Formule de HAZEN.	34
II.8.4. Formule D'AWAD et AMER.	34
II.9. Mesure de la perméabilité en laboratoire.....	35
II.10. l'essai de perméabilité à charge constante.....	35
II.10.1. Introduction	35
II.10.2. l'essai de la perméabilité à charge constante.....	35
II.10.3. les étapes de déroulement des essais	36
II.10.4. Appareillage	37
II.10.5. But de l'essai.	37
II.10.6. Matériels utilisés.....	37
II.10.7. Mode opératoire.....	38
II.11. l'essai de la perméabilité à charge variable.	38
II.11.1. Introduction.	38
II.11.2. l'essai de perméabilité à charge variable.....	38
II.11.3. les étapes de déroulement des essais.	38
II.11.4. Appareillage	40

II.11.5. But de l'essai	41
II.11.6. Matériels utilisés.....	41
II.11.7. Mode opératoire.....	41
II.12. Conclusion	42

PARTIE EXPERIMENTALE.

CHAPITRE III : IDENTIFICATION DES MATERIAUX

III.1. Introduction	43
III.2. Présentation des matériaux d'étude	43
III.2.1. Matériau de Draa el Mizan.....	43
III.2.1.1. Situation géographique.....	43
III.2.1.2. Origine du matériau utilisée	44
III.2.1.3. Sismicité de la région.	45
III.2.1.4. Climat de la région.	45
III.2.2. Matériau d'In-Amenas	48
III.2.2.1. Situation géographique.....	48
III.2.2.2. Géologie.	48
III.2.2.3. Climat de la région	48
III.3. Teneur en eau W(%).....	50
III.4. Analyse granulométrique	50
III.4.1. L'analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage.....	51
III.4.2. L'analyse granulométrique par la sédimentation	53
III.4.3. Les résultats de l'analyse granulométrique	54
III.4.4. Détermination des coefficients d'uniformité et de courbure (In-Aménas).	55

III.4.5. Détermination des coefficients d'uniformité et de courbure (Draa el Mizan).	56
III.5. Les limite d'Atterberg.	57
III.5.1. Principe de l'essai.....	58
III.5.2. Appareillage.	58
III.5.3. Détermination de la limite liquidité w_l	58
III.5.4. Détermination de la limite plasticité w_p	59
III.5.5. L'indice de Plasticité I_p	59
III.5.6. les résultats des limites d'Atterberg	60
III.6. Les masses volumiques.	65
III.6.1. La masse volumique des particules solide ρ_s - <i>Méthode de pycnomètre à l'eau</i>	65
III.6.1.1. Principe de l'essai.....	66
III.6.2. Masse volumique humide ρ_h - <i>Méthode par immersion dans l'eau</i>	68
III.6.3. Masse volumique sèche ρ_d	69
III.7. La valeur de bleu de méthylène par l'essai à la tache.	70
III.7.1. Principe de l'essai.....	70
III.8. Indice des vides (e).....	73
III.9. Degré de saturation (S_r)	73
III.10. Porosité (n).	74
III.11. Conclusion.....	75
 CHAPITRE IV : LES ESSAIS DE PERMEABILITE	
IV.1. Introduction.....	76
IV.2. L'essai de perméabilité à charge variable.	76
IV.2.1. Les étapes de déroulement des essais	76

IV.2.2 Appareillage	78
IV.2.3. But de l'essai	79
IV.2.4. Matériels utilisés	79
IV.2.5. Mode opératoire	79
IV.2.6. Etude de la perméabilité à charge variable des sites d'étude	80
IV.2.6.1 Site d'In-Amenas.....	80
IV.2.6.1.1.Résultats de l'essai sur le sol d'In-Amenas.....	80
IV.2.6.1.2 Interprétation des résultats.....	80
IV.2.6.2 Site de Draa el Mizan.....	81
IV.3. Etude du comportement hydrique du sol.	81
IV.3.1Essai de mesure de la succion par la méthode du papier filtre.....	82
IV.3.1.1 Déroulement de l'essai de la succion matricielle.....	82
IV.3.2. Résultats des essais de mesure de succions au papier filtre.....	84
IV.3.3 Construction de la Courbe de rétention d'eau du sol d'In-Aménas	85
IV.3.4. Interprétation	85
IV.4.1 Etude du gonflement du sol	86
IV.4.1.1.Appareillage oedométrique.....	86
IV.4.1.2 Mode opératoire.....	87
IV.4.1.3 Caractéristique obtenues à l'oedomètre.....	88
IV.4.2 Rappel des résultats du gonflement du site.....	89
IV.4.3 Etude du gonflement du matériau compacté.....	91
IV.4.3.1.Résumé des corrélations de détermination des paramètres de compactage.....	91
IV.4.3.2. Etude de la cinétique de gonflement.....	92

IV.4.3.2.1. Interprétation.....	92
IV.4.3.3.Etude du gonflement libre.....	92
IV.4.3.3.1.Interprétation.....	93
IV.4.3.4. Etude de la consolidation.	93
IV.4.3.4.1.Interprétation.....	94
IV.5.Conclusion.	95
CONCLUSION GENERALE.	

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure I.1 : éléments constitutifs d'un sol.

Figure I.2 : Différents états de l'eau dans le sol (Jean pierre 1999).

Figure I.3a : Structure de la molécule d'eau.

Figure I.3b: Couche d'eau adsorbée (D'après Andrei, 1977).

Figure I. 4: cohésion (D'après Andrei, 1977).

Figure I.5: Retrait et gonflement (D'après Andrei, 1977).

Figure I.6: Présentation schématique de la consistance d'un sol à différents niveau de saturation (D'après Tang etc 1979).

Figure I. 7: Sollicitations de l'interface (d'après Chen, etc, 1987).

Figure I.8 : Diagramme d'état de l'eau.

Figure I.9 : Modèle physique du phénomène d'effet capillaire.

Figure I.10a : Action des forces sur une molécule d'eau, DELAGE et al (2001a)

Figure I.10b : Remontée capillaire dans un tube, DELAGE et al (2001a).

Figure I.11 : Méthode du papier filtre

Figure I.12: courbe d'étalonnage du papier filtre.

Figure I.13: coupe schématique d'un tensiomètre.

Figure I.14 : Cellule de richards pour le contrôle de succion par translation d'axe
(BENDI - OUI, 2005).

Figure I.15 : Appareil de Richards.

Figure I.16: Courbe d'étalonnage du PEG (Delage et al 1998).

Figure I.17 : Mise en œuvre de la méthode osmotique, DELAGE et Cui 1996

Figure I.18 : principe de la méthode des solutions salines.

Figure I.19 : Principe de contrainte effective en sol saturé DELAGE ET AL 2001

Figure I.20 : Relation proposé entre le paramètre χ et le degré de saturation S_r .

CHAPITRE II :

Figure II.1 : principe de perméamètre.

Figure II.2 : Perméabilité relative en fonction de la saturation volumique pour la phase liquide (rouge) et la phase gazeuse (bleu).

Figure II.3 : perméabilité équivalente d'un sol stratifié (J-P Magnan).

Figure II.4 : schématisation de principe de Klinkenberg (Lion M., 2004).

Figure II.5 : perméametre à charge constant

Figure II.6 : L'essai de perméabilité a charge variable.

Figure II.7 : perméamètre a charge variable.

CHAPITRE III :

Figure III.1 : la zone de prélèvement.

Figure III.2 : Carte géologique.

Figure III.3 : Valeur des précipitations 2012/2018.

Figure III.4 : les précipitations de l'année 2018

Figure III.5 : Température moyenne, minimales, maximale, pour la période (2012/2018)

Figure III.6 : Température minimale, mensuelle, maximale (C°).

Figure III.7 : Représentation de l'analyse granulométrique (Tamisage & sédimentation).

Figure III.8 : Analyse granulométrique par tamisage

Figure III.9 : Appareil de sédimentation

Figure III.10 : Courbe granulométrique (In-Aménas)

Figure III.11 : Courbe granulométrique de (Draa el Mizan)

Figure III.12 : Limite d'Atterberg.

Figure III .13 : Détermination de la limite de liquidité.

Figure III.14 : La confection du rouleau.

Figure III.15 : La limite de liquidité.

Figure III .16 : La limite liquidité

Figure III.17 : Représentation des limites d'Atterberg sur l'abaque de casagrande.

Figure III .18 : Equipement de l'essai (pycnomètre)

Figure III .19 : pesé de pycnomètre à vide.

Figure III .20 : pesé (pycnomètre +matériau).

Figure III.21 : Chauffage pour expulsion des bulles d'air.

Figure III.22 : principe et matériels de la pesée hydrostatique

Figure III.23 : Matériel d'essai au bleu de méthylène + échantillon.

Figure III.24 : Essai du bleu de méthylène sur papier filtre (In-Amenas)

Figure III .25 : Essai du bleu de méthylène sur papier filtre (Draa el Mizan).

CHAPITRE IV :

Figure IV.1 : L'essai de perméabilité à charge variable.

Figure IV .2 : Perméabilité à charge variable.

Figure IV.3 : papier filtre whatman N°42

Figure IV.4 : Protocole de mesure de la succion matricielle au papier filtre Wathman N°42.

Figure IV.5 : Courbe d'étalonnage du papier filtre (Watman N°42), ASTM

Figure IV.6 : Courbe de rétention d'eau du sol d'In-Amenas.

Figure IV.7 : Les courbes de rétention pour différents types de sols (D.G Fredlund et al.1994).

Figure IV.8 : Appareillage oedométrique.

Figure IV.9 : Coupe schématisée de la cellule oedométrique (Arabes,2010).

Figure IV.10 : Détermination graphique des caractéristiques oedométriques.

Figure IV.11 : Variation du coefficient de gonflement en profondeur.

Figure IV.12 : Courbe oedométrique de site de Draa el mizan (GUENDOUD M ;2016).

Figure IV.13 : Cinétique de gonflement.

Figure IV.14 : Courbe de gonflement libre.

Figure IV.15 : Courbe oedométrique.

LISTE DES TABLEAUX.

CHAPITRE I :

Tableau I.1 : Degré de saturation d'après TERZAGHI.

CHAPITRE III :

Tableau III.1 : Précipitation (mm) à In-Amenas (1997-2006).

Tableau III.2 : Résultat de la teneur en eau (In-Aménas).

Tableau III.3 : Résultat des deux matériaux.

Tableau III.4 : Limite de liquidité du matériau.

Tableau III.5 : Limite de plasticité.

Tableau III.6 : classification selon l'indice de plasticité (Atterberg).

Tableau III.7 : Synthèse des résultats (In-Aménas).

Tableau III.8 : état de consistance des sols en fonction de I_c .

Tableau III.9 : Limite de liquidité du matériau.

Tableau III.10 : Limite de plasticité.

Tableau III.11 : classification selon l'indice de plasticité (Atterberg)

Tableau III.12 : Synthèse des résultats (Draa el Mizan).

Tableau III.13 : état de consistance des sols en fonction de I_c .

Tableau III.14 : Résultat de la détermination de la masse volumique (In-Amenas)

Tableau III.15 : La masse volumique des particules solide des deux matériaux.

Tableau III.16 : Détermination de la masse volumique humide (In-Aménas)

Tableau III.17 : La masse volumique humide de deux matériaux.

Tableau III.18 : Détermination de la densité sèche (In- Amenas)

Tableau III.29 : Masse volumique sèche des deux matériaux.

Tableau III .20 : Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche.

Tableau III.21 : Classe des sols en fonction du VBS.

Tableau III.22 : Résultat des deux matériaux

Tableau III .23 : Les degrés de saturation des deux matériaux.

Tableau III.24 : l'état de saturation du matériau (D'après Terzaghi).

Tableau III.25 : Résultats obtenus des deux matériaux.

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1 : Essai de perméabilité à charge variable.

Tableau IV.2 : Caractéristique de la perméabilité et de drainage des sols (Terzaghi et al 1996).

Tableau IV.3 : Résultat de mesure de la teneur en eau de papier filtre (Watman N°42)

Tableau IV.4 : Résultat de mesure de la teneur des échantillons.

Tableau IV.5 : Les paramètres de compactage.

Tableau IV.6 : Résultat de l'oedomètre.

Tableau IV.7 : classification des sols du point de vue gonflement d'après Sanglerat.

RH : L'humidité relative.

U_V : La pression partielle de la vapeur.

U_{Vo} : Valeur saturante.

U_g : La pression de gaz (un mélange d'air sec et de vapeur d'eau)

U_{as} : La pression partielle de l'air sec.

$\sigma_{\alpha W}$: Tension superficielle.

U_w : La pression de l'eau.

U_a : La pression de l'air.

r : rayon.

R_S : Le rayon de courbure du ménisque.

α : Angle de raccordement (ou de contact) du ménisque avec la surface du solide.

s_c : Succion capillaire.

σ_s : La tension de surface eau-air (pour l'eau $\sigma_s = 72,75 \cdot 10^{-3}$ N/m).

θ : L'angle de raccordement entre le ménisque et le solide (pour l'eau $\cos \theta = 1$).

s_m : Succion matricielle.

s_{osm} : Succion osmotique

s_{ad} : Succion d'adsorption.

S : La succion.

C : La concentration en PEG exprimée en (g de PEG par g d'eau).

M_W : La masse molaire de l'eau ($M = 18.016$ g mol⁻¹).

g : Accélération due a la pesanteur

R : constante molaire des gaz ($R= 8,313 \text{ jmol}^{-1}\text{k}^{-1}$)

T : température (k°)

h_r : Humidité de l'eau

σ' : Contrainte normale effective.

σ : Contrainte normal.

U_a : La pression interstitielle a l'air.

U_w : La pression interstitielle a l'eau.

χ : Paramètre de bishop.

$(U_a - U_w)$: Succion matricielle.

Q : débit d'écoulement mesuré à la sortie (L^3 / T).

K : constant, connue sous le nom de coefficient de perméabilité de darcy (L/T).

H_A : Hauteur séparant le niveau de référence et le niveau de l'eau à l'entrée de la colonne de la couche filtrante (L).

H_B : Hauteur séparant le niveau de référence et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante (L).

L : longueur de l'échantillon.

A : section normale de l'échantillon perpendiculaire à la direction de l'écoulement (L^2).

i : gradient hydraulique

μ : viscosité dynamique de l'eau (proche de $10^{-6} \text{ KN} \cdot \text{s}/\text{m}^2$ pour l'eau pure à 20°C).

γ_w : Poids volumique de l'eau.

k_r : La perméabilité relative

k_e : La perméabilité effective.

k_b : La perméabilité de base

k_{he} : La conductivité hydraulique horizontale effective.

K_i : La conductivité hydraulique.

K_{ve} : La conductivité hydraulique verticale effective.

k_a : est la perméabilité apparente

p_m : La pression moyenne du gaz

β : Le coefficient de KLINKENBERG

C : est une constante proche de 1

λ : Le libre parcours moyen des molécules de gaz.

r : le rayon moyen des pores

$\lambda p m$: est toujours constant pour une température donnée.

β : augmente lorsque r diminue

Ω : la somme des volumes des grains;

S : la somme des surfaces des grains;

n : porosité du sol;

α : coefficient de viscosité de l'eau.

c : coefficient de viscosité ;

n : porosité du sol ;

d_{10} : diamètre efficace des grains.

a : section de tube

A : section de l'échantillon d'eau traversant l'échantillon.

t: temps d'écoulement.

L : hauteur l'échantillon

h_i : Charge hydraulique a l'instant t_i .

W : teneur en eau.

M_h : La masse totale humide.

M_s : La masse de matériau sec.

C_u : Coefficient d'uniformité.

C_c : Coefficient de courbure.

W_l : Limite de liquidité.

W_p : Limite de plasticité

I_C : Indice de consistance

I_p : Indice de plasticité.

ρ_s : Masse volumique des particules solides

ρ_s : Densité sèche

ρ_h : Masse de l'échantillon humide (g)

V_t : Volume totale

P_h : Masse humide

P_s : Masse des grains solides

ρ_d : Masse volumique sèche (g/cm^3)

M_b : La masse de bleu permettant la saturation par adsorption(g)

M_s : La masse sèche de la prise d'essai(g)

V : volume de bleu méthylène

VBS : Bleu de méthylène

e : indice des vides

s_r : Degré de saturation

n : porosité

q : Débit par unité de temps

K_T : Le coefficient de perméabilité à charge variable.

C_g ou C_c : indice de gonflement et indice de compression

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le terme « sol » est utilisé en génie civil pour désigner un matériau constitué d'agrégats naturels composés de particules minérales de dimensions comprises dans des limites prédéfinies.

Un sol non saturé est un milieu poreux multiphasique, une partie de l'espace vide entre les particules solides est occupée par l'eau et le reste par l'air.

L'intérêt porté au phénomène de non saturation a commencé à se développer depuis les années 1960, jusque là, la mécanique des sols s'est concentrée principalement sur le cas des sols totalement saturés ou bien entièrement secs. Or, dans le cas général, qu'il soient naturels ou artificiels, les sols sont non saturés : ils contiennent une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse. La coexistence de ces trois phases est à l'origine du phénomène de succion d'où l'influence sur le comportement mécanique des sols.

Le climat a un effet direct sur le comportement des sols. Qui est un facteur important dans la plupart des problèmes géotechnique tels que le gonflement.

La perméabilité est l'une des propriétés les plus importantes d'intérêt au géotechnicien du sol pour la conception des projets géotechniques, à un certain degré, la perméabilité jouera un rôle dans la conception de n'importe quelle structure.

Le travail réalisé est présente en quatre chapitres :

- Le premier Chapitre Concerne une étude bibliographique sur le comportement du sol non saturés, la succion, les technique de mesure et d'imposition.
- Le deuxième Chapitre Concerne une étude bibliographique sur la perméabilite.
- Le troisième Chapitre est consacré à l'étude de deux matériaux provenant de deux endroits différents. Ils présentent des échantillons de deux sites destinés à la construction de structures. Des essais d'identification et de détermination des paramètres physiques au laboratoire (Teneur en eau, Analyse granulométrique par Tamisage, Analyse granulométrique par sédimentométrie, Limite d'Atterberg...), ont été conduits sur les deux matériaux.
- le quatrième Chapitre, est consacré à la description des essais effectués en laboratoire à savoir les essais de perméabilité à charge variable, essai oedométrique et l'essai de succion.

CHAPITRE I :
GENERALITE SUR LES SOLS NON SATURES

I.1. Introduction

Contrairement à un sol saturé constitué de deux phases (solide et liquide), le sol non saturé est un milieu tri-phasique (solide, liquide et gaz).

Les sols non saturés ont des propriétés de déformabilité et de rupture changeantes avec la teneur en eau. Il en résulte des couplages complexes entre les mouvements d'eau, la redistribution des contraintes internes et la réponse des massifs en termes de déformations. À un état de contrainte constant, il peut y avoir des réponses différées dans le temps qui peuvent parfois paraître inattendues (Cui et al, 2003).

Un sol saturé est un milieu bi-phasique (solide et liquide), par contre un sol non saturé est un milieu tri-phasique contenant le squelette solide, l'eau et l'air. L'interaction gaz-eau –solide rend le comportement mécanique d'un sol non saturé plus complexe que celui d'un sol saturé (Li X-L., 1999).

Un sol non saturé se trouve dans les régions arides, semi arides et dans les sols compactés.

I.2. La notion de non saturation

Dans le cas général, qu'ils soient naturels ou artificiels, les sols non saturés : ils contiennent à la fois une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse (figure I.1) :

- **La phase solide** : ou squelette solide est constitué par les grains minéraux de l'agrégat.
- **La phase liquide** : constituée par l'eau occupe les vides de l'agrégat. Si tous les vides sont remplis par l'eau, le sol est dit saturé ; sinon, il est partiellement saturé.
- **La phase gazeuse** : dans un sol partiellement saturé une partie des vides de l'agrégat est remplie par du gaz, essentiellement de l'air.

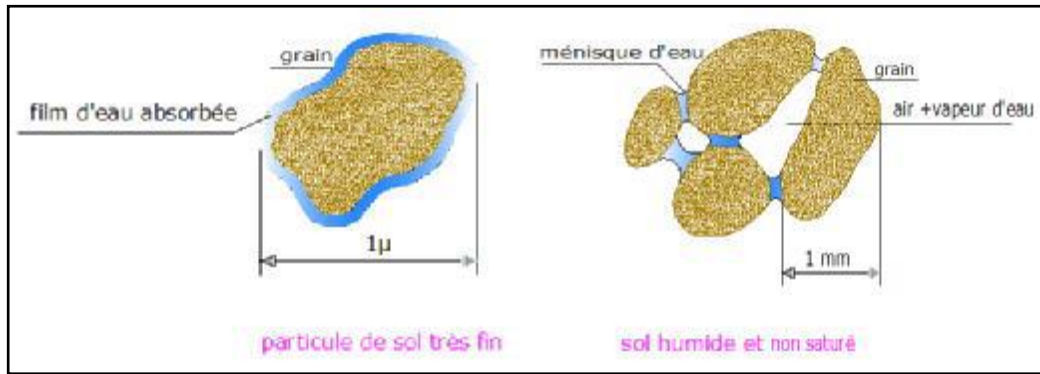


Figure I.1 : éléments constitutifs d'un sol.

I.3. L'eau dans le sol

L'eau a un effet direct sur le comportement des sols et elle peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieurs d'un sol suivant l'intensité des forces liant ses molécules aux particules solides et ces différentes états de l'eau dans le sol et ses mouvements permettent de définir différents types (Figure I.2) on distingue :

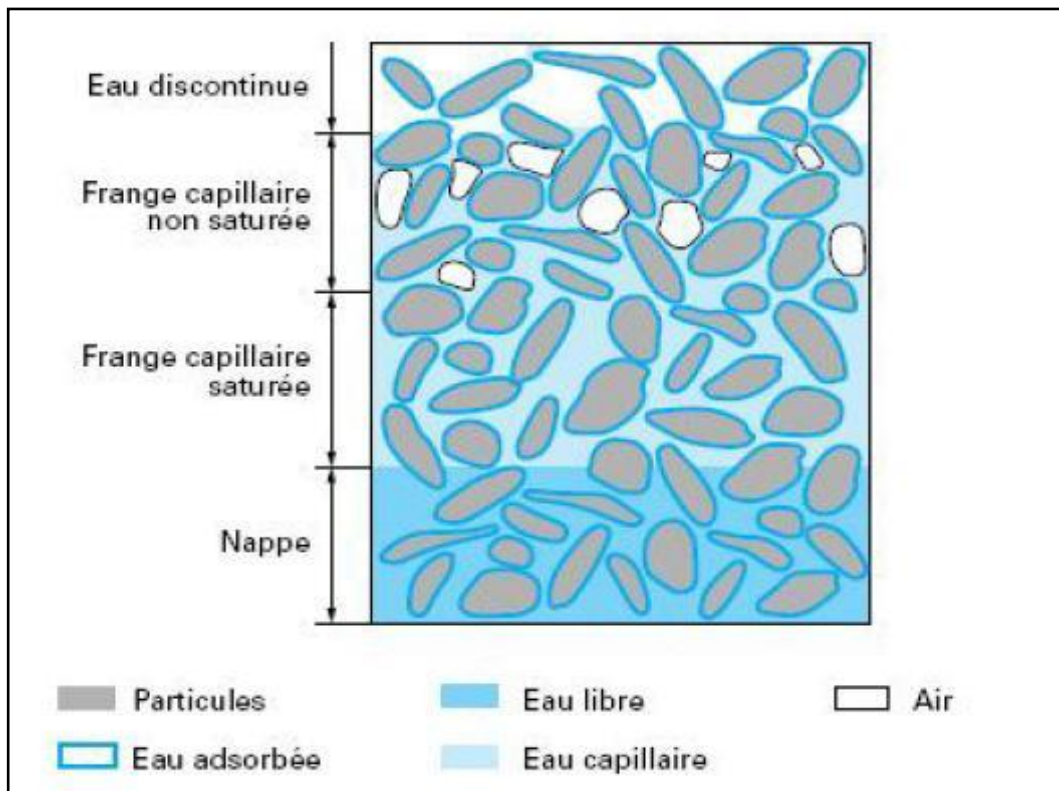


Figure I.2 : Différents états de l'eau dans le sol (Jean pierre 1999).

I.3.1. L'eau de constitution

Elle entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées.

I.3.2. L'eau liée ou absorbée

À la surface des grains très fins qui est orientée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ; elle a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions.

I.3.3. L'eau libre

Qui circule librement dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur.

I.3.4. L'eau capillaire

Qui, dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, est retenue dans les Canaux les plus fins du sol par les forces capillaires.

Ces liaisons de l'eau avec les particules du sol dépendent de la nature minéralogique des particules et de leurs dimensions. Dans les sols fins argileux, l'eau peut se trouver dans les quatre états indiqués ci-avant et la hauteur de la frange capillaire peut atteindre plusieurs dizaines de mètres au-dessus de la surface de la nappe. Dans les sables, il n'y a pas d'eau de constitution et en général pas d'eau liée et la frange capillaire a quelques centimètres de hauteur. Au delà de la hauteur limite d'ascension capillaire (frange capillaire), l'eau n'est plus continue dans l'espace des pores et n'intervient pas de façon autonome dans le comportement mécanique du sol (Jean pierre 1999).

I.4. Interactions entre les phases solides et fluides

L'élément essentiel qui conditionne les propriétés des sols non saturés est l'existence de la succion, due à l'interaction entre les trois phases constituant le sol, qui est liée à la capacité de rétention d'eau du sol. Dans le cas de sols fins non saturés, l'interaction eau – solide n'est pas seulement due à la succion, mais également à l'adsorption de l'eau sur les particules solides, à cause des propriétés colloïdales des particules fines.

IL est donc important de bien comprendre les interactions entre les trois phases d'un sol et en particulier, le développement des ménisques capillaires, entraînant la succion au sien de la structure de sol, ainsi que le phénomène d'adsorption d'eau dans les sols fins. (Cité par Xiang –Ling, 1999).

I.5. Interaction eau-solide : phénomène d'adsorption de l'eau par les particules solides

Selon la théorie chimique des colloïdes, lorsque le diamètre d'une particule solide est inférieur à $0.2 \mu m$, cette particule possède des propriétés colloïdales. A cette très petite taille, il existe certain atomes et ion libre sur la surface des particules. Par conséquent, les particules sont dans un champ électrostatique non symétrique. Il en résulte que les particules colloïdales ont tendance à adsorber des molécules polaire ou des ions venant du monde extérieur afin d'attendre un équilibre électrique. On appelle cette capacité d'adsorption la charge surfacique. C'est essentiellement cette charge surfacique qui provoque, autour des plaquettes d'argile, le phénomène d'adsorption qui influence fortement le comportement hydromécanique des sols argileux (Xiang –Ling 1999).

Les minéraux argileux ont une autre caractéristique importante : une partie de S_i et ou A_l (Ou M_g) peut être remplacée par certain cation de basse valence. La conséquence directe de cette substitution isomorphe est de crée un déficit de charge positive dans la structure des minéraux. Ce déficit peut être compensé par l'adsorption d'un nombre équivalent da cations (Ca, Mg, K, Na etc...) présents dans la solution. Cette capacité d'échange d'ion est la deuxième cause du phénomène d'adsorption autour des plaquettes d'argile.

Comme on l'à évoqué ci avant, les grains d'argile sont constitués d'empilement de minéraux argileux qui sont des phyllosilicates. A cause de la structure de ceux-ci, les grains ainsi formés sont de forme aplatie. Leur faces sont généralement chargées négativement. Dans certaines conditions, les charges positives peuvent exister localement (Xiang-Ling 1999)

Les théories les plus couramment utilisés conduisent à représenter les plaquettes d'argile avec des charges négatives sur les grandes faces et des charge positives sur les petites (Andrei 1977), ce qui permet de neutraliser la charge globale (BOLLE, 1993)

Certains ions sont attirés et retenue à proximité immédiate de la plaquette et constituent ainsi une couche de centre – ions. La concentration de centre –ions diminue avec la distance par rapport à la surface de plaquette.

De ce fait, on peut distinguer deux couches de contre – ions .La première est très dense et bien fixée sur la surface : on appelle la couche fixe. La deuxième est maintenue à une certaine distance : on la nomme la couche diffuse. L'ensemble des charges négative sur les faces de la plaquette et la couche de contre – ions est connue sous le nom de double couche électrique. C'est ainsi qu'on parvient à expliquer la présence, à proximité de la plaquette, d'une couche d'eau adsorbée constituée une auréole d'ions et de molécules d'eau. Il y a deux raisons pour lesquelles l'eau est adsorbée sur les faces de la plaque :

- ❖ La première est que la structure de la molécule d'eau est dipolaire (figure I.3a) et, en conséquence, la molécule d'eau s'oriente facilement dans un champ électrique et peut être adsorbé par les plaquettes.
- ❖ La deuxième est qu'elle peut aussi être attirés par les plaquettes. La (figure I.3b) présente schématiquement la présence d'une couche d'eau adsorbée autour d'une plaquette. Plus la distance des ions ou dipôles par rapport à la plaquette est petite, plus grandes sont les forces de rétention qui empêchent leurs mouvement. Par conséquent, le mouvement de d'eau adsorbée est plus ou moins restreint.les propriétés de l'eau adsorbée sont alors proches de celle d'un solide du point de vue mécanique.

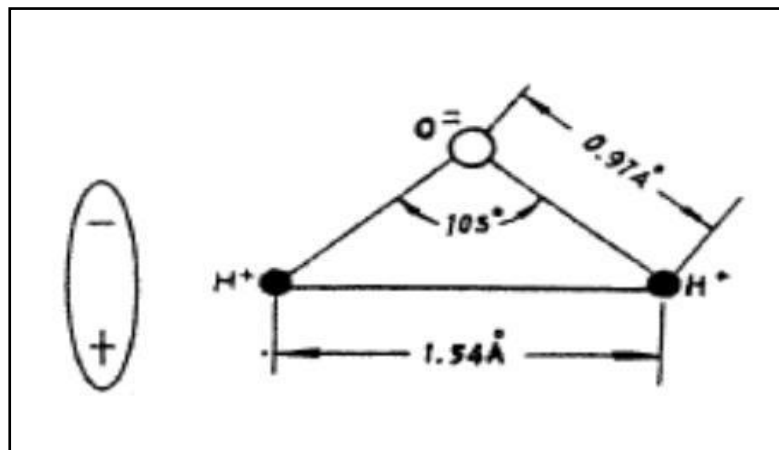


Figure I.3a : Structure de la molécule d'eau

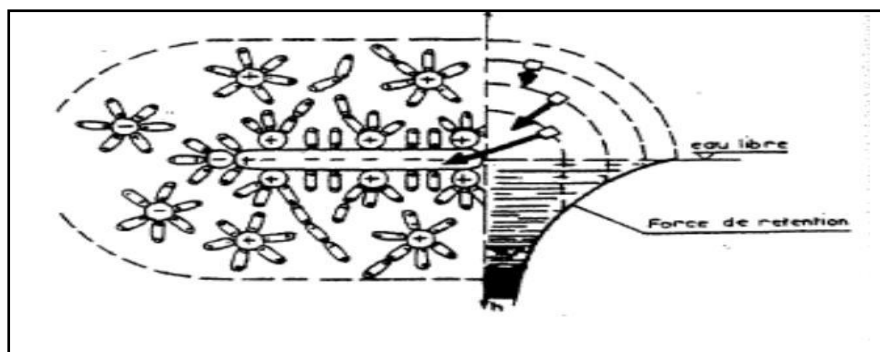


Figure I.3b: Couche d'eau adsorbée (D'après Andrei, 1977).

L'épaisseur de la couche d'eau dépend de la nature et de la charge électrique des ions. Plus les charges sont grandes, plus l'épaisseur est réduite.

Le phénomène d'adsorption facilite l'établissement de ponts de liaison constitués par les ions et les dipôles d'eau. Ces ponts sont l'origine principale de la cohésion des sols fins (figure I. 4), grâce à laquelle ils ont la capacité de résister à des contraintes de traction ou de cisaillement.

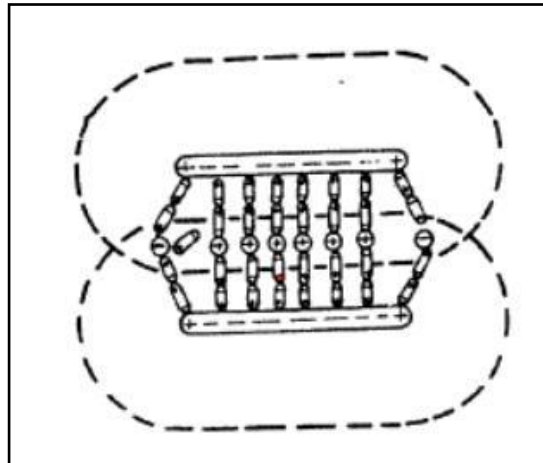


Figure I. 4: cohésion (D'après Andrei, 1977).

La présence de couches d'eau adsorbée peut également influencer la microstructure des sols fins. La modification de l'épaisseur des couches d'eau adsorbée et aussi la cause essentielle du gonflement et du retrait des sols fins soumis à mouillage ou à séchage (Figure I.5).

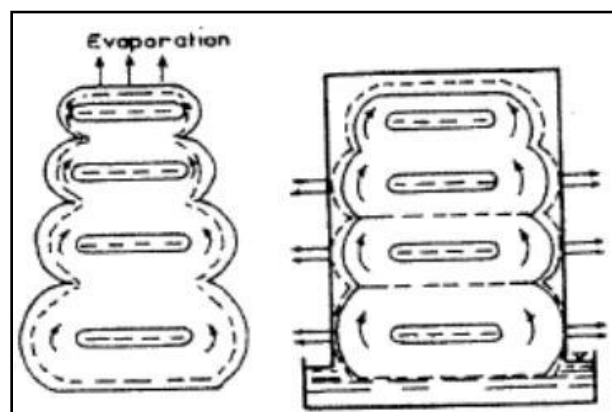


Figure I.5: Retrait et gonflement (D'après Andrei, 1977).

Pour un même sol et une même teneur en eau, lorsque l'épaisseur des couches d'eau adsorbée est plus grande, les pores occupés par l'eau libre sont petits et par conséquent, la

perméabilité hydraulique est plus faible. Ceci implique que la perméabilité d'un sol peut varier en fonction de l'environnement ou il se trouve.

D'une manière analogue, on peut expliquer le fait que la consistance d'un sol fin soit conditionnée par la variation de la saturation (et la teneur en eau) (figure I. 6), Tang etc, 1979)

Lorsque la teneur en eau est extrêmement basse, il n'y a que l'eau adsorbée de la couche fixe dans le sol et l'épaisseur de celle-ci est extrêmement fine ; les liaisons par les couches d'eau adsorbée comme entre les grains sont extrêmement fortes : le sol se comporte alors comme un solide. Quand la teneur en eau est très grande, les particules sont écartées complètement par l'eau libre, il n'y a plus aucune résistance et se comporte comme un liquide : c'est l'état semi- solide, la teneur en eau est encore faible, mais les couches d'eau adsorbée de la couche diffuse sont présentes et elles sont mises en commun. Les liaisons entre les particules sont encore suffisamment fortes ce qui rend le sol difficilement déformable .Si la teneur en eau continue à augmenter, le sol entre en état plastique. La plasticité dépend du degré de saturation. L'effet de la succion peut alors entrer en jeu (ce point fait l'objet des paragraphes qui suivent).

La compressibilité, la résistance au cisaillement, la perméabilité varient selon la consistance qui peut être caractérisée par les limites d'Atterberg au niveau macroscopique. L'indice de plasticité est une mesure relative de la plasticité du sol.

L'exposé qui précède témoigne que seul la connaissance des phénomènes d'interaction Entre les phases constituant le sol permet d'expliquer certaines propriétés et de prévoir le comportement sous l'action de contraintes mécaniques ou de chemins hydriques (séchage ou mouillage) (Xiang-Ling Li1999).

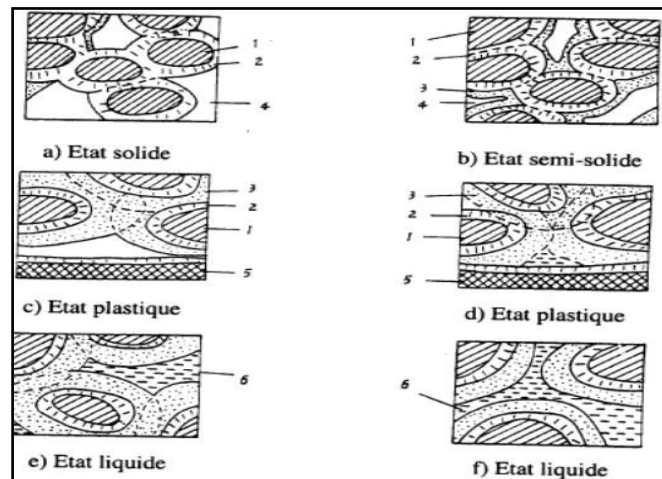


Figure I.6: Présentation schématique de la consistance d'un sol à différents niveaux de saturation (D'après Tang etc 1979).

Avec :

- 1: particules solides (assemblage de plaquette).
- 2: eau adsorbée de la couche fixe
- 3: eau adsorbée de la couche diffuse
- 4: air
- 5: autres matériaux solides
- 6: eau non adsorbée.

I.6. Interaction gaz-eau

I.6.1. interface Gaz – eau : Tension superficielle

Avant d'adsorber le thème de la succion dans un sol non saturé, il est nécessaire d'évoquer certaines caractéristiques fondamentales relatives à l'interaction gaz-eau – solide. L'interface entre gaz et eau possède une propriété fondamentale : la tension superficielle.

Du point de vue moléculaire, une molécule à l'intérieur de la masse d'eau est en équilibre puisque toutes les forces d'attraction qui agissent sur cette molécule ont une résultante nulle, tandis qu'une molécule sur l'interface, à cause des forces d'attraction des molécules à l'intérieur de l'eau, est soumise à une résultante non nulle (figure 2-8a). Cette résultante des forces en chaque point est perpendiculaire à l'interface et orientée vers l'intérieur de l'eau. Pour l'équilibre, une tension superficielle σ_{aw} se produit le long de l'interface (figure 2-8b)

Elle agit tangentiellement à l'interface. Elle a la dimension d'une force par unité de longueur [N/m] (FREDLUND etc, 1993).

Du point de vue macroscopique, l'interface est soumise à une pression différente de ses deux coté : pression d'air u_a d'un cote, pression d'eau u_w de l'autre. Dans un sol non saturé, la pression d'eau toujours plus faible que la pression de l'air (Si l'air est à pression nulle, l'eau est sous tension). Donc il faut une force supplémentaire pour équilibrer l'interface. Grace à la tension superficielle, l'équilibre est assuré.

Considérons une petite portion de l'interface. La résultante des tensions superficielles σ_{aw} sur cette petite surface fournit l'effort supplémentaire nécessaire pour l'équilibre de l'interface (figure I.7a). L'interface se comporte comme une membrane souple à cause de la tension superficielle : elle prend une forme concave. On trouve une similitude dans le

comportement d'une bulle de savon pour laquelle la pression à l'intérieur est plus grande qu'à l'extérieur.

La forme concave de la bulle assure, grâce aux tensions superficielles, une force supplémentaire vers l'intérieur et maintient l'équilibre (Figure I.7b) (Léreau J, 2006).

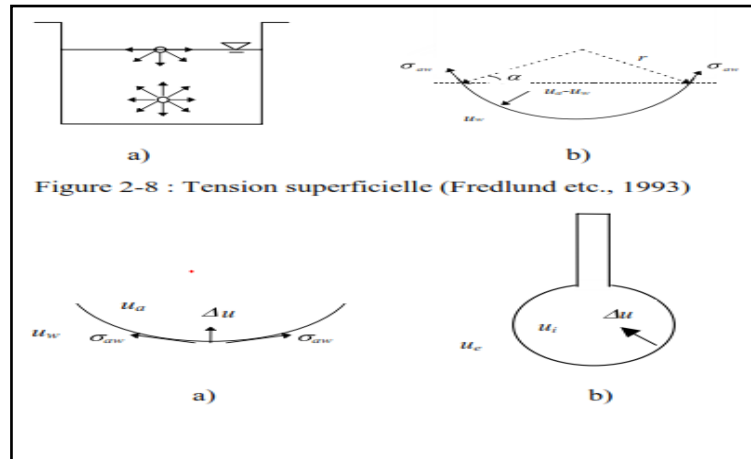


Figure I. 7: Sollicitations de l'interface (d'après Chen, etc, 1987).

I.6.2. Humidification relative (diagramme d'état de l'eau)

Dans la nature, l'état de l'eau varie en fonction de la pression et de la température. Le diagramme de la (figure I.8) montre que l'eau peut exister sous trois états : solide (glace), liquide (eau) et gazeux (vapeur d'eau). Les trois courbes dans le diagramme représentent les états d'équilibre du système. Deux états peuvent coexister en équilibre lorsque les variables d'état se trouvent sur l'une des trois courbes dans le diagramme : l'état solide et l'état liquide peuvent coexister sur la courbe (AC) (courbe de fusion), les états solide et gazeux coexistent sur la courbe (AD) (courbe de sublimation), et en fin lorsque l'état se trouve sur la courbe (AB) (courbe de vaporisation), un équilibre s'établit entre les états liquide et gazeux.

On dit alors que le système est en état saturant. L'eau, dans un tel système, s'appelle eau saturante, tandis que la vapeur d'eau s'appelle vapeur d'eau saturante. La pression correspondante s'appelle la pression de la pression de la vapeur d'eau saturante que l'on note U_{V0} . Bien entendu, lorsque la pression et la température se trouvent au point A, les trois états peuvent coexister en équilibre (Xiang-Ling Li 1999)

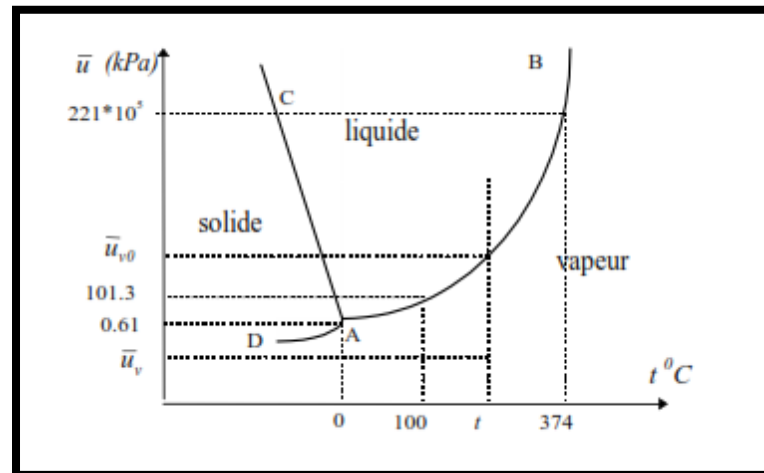


Figure I.8 : Diagramme d'état de l'eau.

Dans la nature, la vapeur d'eau est mélangée à l'air. Mais la vapeur d'eau dans l'air n'est pas toujours en équilibre avec l'eau environnante et dès lors, la pression partielle de la vapeur U_v n'est pas nécessairement égale à celle de la vapeur saturante U_{v0} à la température correspondante. La quantité de vapeur d'eau dans l'air peut être modifiée soit par condensation, soit par vaporisation. Dès lors, la pression partielle de la vapeur d'eau U_v à une Température donnée traduit en quelque sorte l'état d'humidité de l'air. C'est ainsi qu'on définit l'humidité relative de l'air par :

$$RH = \frac{U_v}{U_{v0}} (\%) \quad (I.1)$$

Remarque que la notion d'humidité relative de l'air ainsi définie constitue une mesure relative, alors que la pression de vapeur saturante U_{v0} au-dessus d'une surface plane est une pression de référence mesurée dans un système qui ne contient que l'eau pure.

La présence d'air dans l'atmosphère n'a pas d'effet sur le comportement de la vapeur d'eau d'après la loi de Dalton.

Cette loi déclare que la pression d'un mélange de plusieurs gaz est égale à la somme des pressions partielles que chacun des gaz exercerait s'il occupait, seul, la totalité du volume. Si le gaz considéré est un mélange d'air sec et de vapeur d'eau, la loi de Dalton s'écrit :

$$U_g = U_{as} + U_v \quad (I.2)$$

Avec :

U_g : La pression de gaz (un mélange d'air sec et de vapeur d'eau)

U_{as} : La pression partielle de l'air sec.

U_v : Vapeur d'eau.

Autrement dit, le comportement de chacun des gaz dans un mélange est indépendant de celui des autres. Par conséquent, la présence de l'air ne change pas l'état d'équilibre de l'eau (courbe AB de la figure I.8).

La pression partielle de la vapeur d'eau dépend de nombreux facteurs physico- chimiques du système qui contient la vapeur et l'eau.

I.7. Interactions air-eau –solide : capillarité

Lorsque l'eau est mise en contact avec l'air et un solide, une tension superficielle σ_{aw} se produit le long de la ligne de contact au solide à cause de la différence entre les pressions de l'eau U_w et de l'air U_a agissant sur la l'interface. Physiquement, cette tension superficielle se traduit par le phénomène capillarité qu'illustre-la (figure I.9).

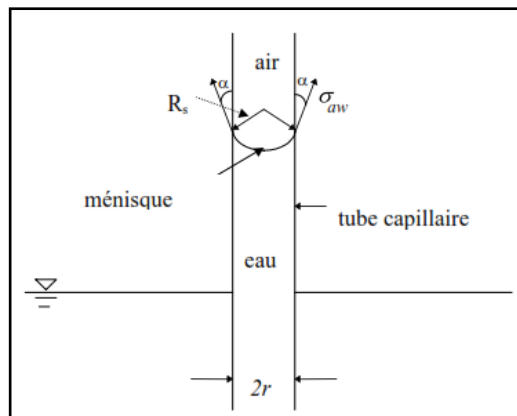


Figure I.9 : Modèle physique du phénomène d'effet capillaire.

Un tube de rayon r est plongé dans un bassin d'eau. Sous l'effet de tension superficielle, l'eau montre dans le tube à tendance à mouiller la paroi du tube. Ainsi, l'interface air-eau dans le tube prend une courbure et forme un ménisque. La différence entre la pression de l'air et celle de l'eau est généralement appelé pression capillaire. La relation entre la tension superficielle et la pression capillaire peut être décrite par la loi de Jurin (simplification de la loi de Laplace basée sur l'hypothèse que l'interface est de forme sphérique) (figure I.9)

$$U_a - U_w = \frac{2\sigma_{aw}}{R_S} = \frac{2\sigma_{aw} \cos \alpha}{r} \quad (I.3)$$

Avec :

R_S : Le rayon de courbure du ménisque

α : Angle de raccordement (ou de contact) du ménisque avec la surface du solide.

L'angle de contact α est égal à zéro lorsque l'eau est pure.

Dans ce cas, le ménisque forme une demi sphère parfaite, le rayon de courbure du ménisque R_S est égale à celui du tube r on a alors :

$$U_a - U_w = \frac{2\sigma_{aw}}{r} \quad (I.4)$$

De manière plus générale, l'angle de contact est l'angle de l'interface de contact des deux fluides non miscible avec la surface du solide. Il dépend des caractéristiques physico-chimiques et de la composition chimique des fluides et du solide, de la mouillabilité, etc, Dès lors, dans un sol non saturé, la pression capillaire n'est pas seulement influencée par les fluides, mais aussi par les caractéristiques physico- chimiques du sol lui-même (Xiang- Ling Li 1999).

I.8. Degré de saturation

Le degré de saturation, noté S_r , indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides et s'exprime en pourcentage.

Le degré de saturation peut varier de 0% (sol sec) à 100% (sol saturé).

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (I.5)$$

Tableau I.1: Degré de Saturation d'après TERZAGHI

Etat du sable	s_r (%)
Saturé	100
Détrempé	76-99
Mouillé	51-75
Humide	26-50
Légèrement humide	1-25
Sec	0

I.9. La succion des sols non saturés

La notion de la succion a été initialement introduite par les agronomes. L'utilisation de la succion pour expliquer le comportement mécanique des sols non saturés a été introduit Pour la première fois par le « ROAD RESEARCH LABORATORY » au Royaume Uni (CRONEY et Coleman, 1948) cités par FREDLUND et RAHARDJO (1993).

La succion est une pression plus faible que celle de l'air qui s'exerce sur l'eau à l'intérieur des grains, conduit à des mouvements de l'eau donc c'est une pression négative de l'eau des pores (SILVAI, 1996) .

La succion est le paramètre le plus important du comportement hydraulique et mécanique des sols non saturés. D'après BAKKARI 2007 la succion est une mesure de l'attraction entre le sol et l'eau.

La succion est une mesure de l'affinité entre le sol et l'eau. En général, plus le sol est sec plus la succion est grande.

I.10. composants de la succion

La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (AITCHISON, 1965 cité par FREDLUND ET RAHARDJO, 1993). La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau des composantes du sol. Elle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules d'un sol. La succion osmotique du sol est liée aux sels présents dans le sol.

I.10.1. Succion capillaire

Les phénomènes de capillarité se produisent à l'interface entre deux fluides, car les molécules y sont soumises à un ensemble de forces d'interactions non équilibrées, à la différence d'une molécule située au sein du fluide. Une molécule d'eau au sein d'une masse d'eau est soumise à des actions de même nature (figure I.10b), alors que celle à l'interface entre deux fluides, eau-air par exemple, est soumise à des actions différentes : actions dues à l'eau et actions dues à l'air (figure I.10a). Les molécules d'eau à l'interface eau – air sont donc attirées vers la masse d'eau et la surface de l'eau est soumise à une force perpendiculaire à la surface libre. C'est cette attraction qui engendre une tension de surface σ_s à l'interface, représentée sur la figure I.10a dans le cas d'une interface plane. (Pierre Delage)

La capillarité est souvent illustrée par le schéma de la (figure I.10b), décrivant la remontée capillaire h de l'eau dans un tube de rayon r plongé dans un récipient contenant de l'eau. La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau- air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de Jurin :

$$s_c = U_a - U_w = \frac{2\sigma_s \cos \theta}{r} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

s_c : Succion capillaire.

U_a et U_w : Respectivement les pressions d'air et d'eau.

σ_s : La tension de surface eau-air (pour l'eau $\sigma_s = 72,75 \cdot 10^{-3}$ N/m).

θ : L'angle de raccordement entre le ménisque et le solide (pour l'eau $\cos \theta = 1$)

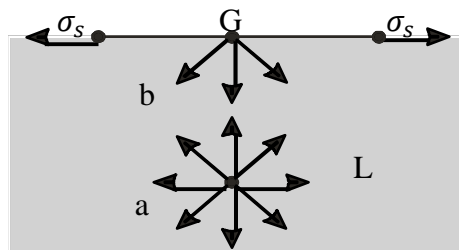


Figure I.10a : Action des forces sur une molécule d'eau, DELAGE et al (2001a)

Cette relation implique que, au niveau du ménisque, la pression d'eau est inférieure à la pression d'air, et ce d'autant plus que r est petit. La pression atmosphérique étant prise nulle par convention, il s'ensuit que la pression de l'eau dans le tube est négative, du fait de la tension gravitaire exercée sur l'eau. Si l'on considère la charge hydraulique h du

fluide à l'équilibre hydrostatique, avec une origine placée à la surface plane du liquide, on a :

$$h = \frac{U_w}{\gamma_w} + z = Cte = 0 \quad (I.7)$$

Donc, dans le fluide :

$$U_w = -\gamma_w z \quad (I.8)$$

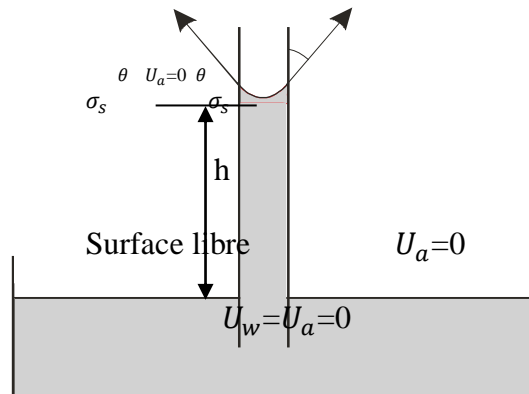


Figure I.10b : Remontée capillaire dans un tube, DELAGE et al (2001a).

I.10.2. Succion d'adsorption

Dans les sols fins non saturés, l'action d'attraction de l'eau par le sol n'est pas seulement dues à la capillarité, mais aussi aux actions d'adsorption physico-chimique car les argiles sont des particules chargées négativement, et de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface (Cité par AZZOZI AHMED 2019).

I. 10.3. Succion osmotique

La succion osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle existe lorsque l'eau est une solution saline. Dans le cas ou la concentration en sels de la solution de sol est faible, elle peut être négligée.

La succion osmotique dépend aussi de l'état de saturation du sol : plus le degré de saturation augmente, plus la succion osmotique décroît (olivier cuisinier 2002).

I. 10.4. Succion totale

La succion totale est définie comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique :

$$S = s_m + s_{osm} = (s_c + s_{ad}) + s_{osm} \quad (I.9)$$

I.11. technique de mesure et d'imposition de la succion

I.11.1. Méthodes de mesure de la succion

I. 11.1.1. Méthode du papier filtre

La méthode du papier filtre est une méthode d'essai de laboratoire, c'est une méthode de mesure indirecte, simple et facile à mettre en œuvre.

Cette méthode repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique, le potentiel de l'eau d'un échantillon de sol et le potentiel de l'eau d'un papier filtre en contact avec le sol sont identiques. Elle a été introduite par Gardner 1937.

La méthode a consisté à insérer dans l'échantillon un papier filtre de forme carrée (3 cm x 3 cm) dont la courbe de rétention d'eau est connue (figure 1.12) .L'équilibre étant atteint après un délai de 4 à 7 jours, le papier filtre est retiré et sa teneur en eau est mesurée (LAMARA MOHAMED 2008)

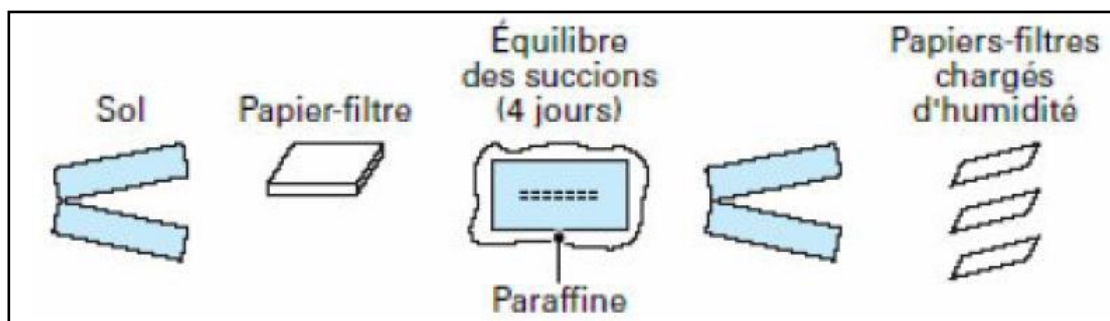


Figure I.11 : Méthode du papier filtre

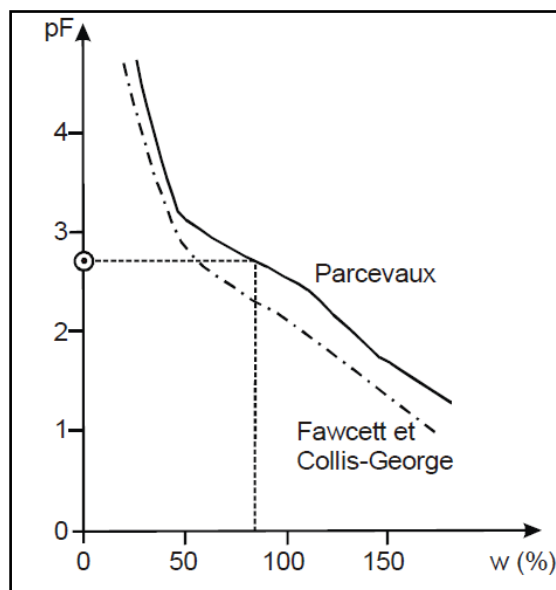


Figure I.12: courbe d'étalonnage du papier filtre.

I.11.1.2. Méthode psychrométrique

Un psychromètre est un dispositif qui permet de mesurer l'humidité relative d'un sol, et par conséquent, sa succion totale.

Le principe de l'appareil est de mesurer la température d'une goutte d'eau qui s'évapore, cette température étant inférieure à la température ambiante. La différence entre les deux températures est une fonction de l'humidité relative. Il existe deux types de capteurs utilisant chacun un principe physique différent pour mesurer la température d'évaporation de la goutte d'eau. Il y a les psychromètres à transistors décrits par Richards (1958) cité par Yalçın (1992), et les psychromètres à thermocouple utilisant l'effet Peltier introduits par SPANNER (1951).

Cette technique est utilisable pour des succions comprises entre 0,1 et 80 MPa.

I.11.1.3. Méthode de tensiomètre

Par définition la succion matricielle est donné par :

$$S = U_a - U_w \quad (I.10)$$

Lorsque la pression d'air U_a est égale à la pression atmosphérique prise comme référence on a :

$$S = -U_w \text{ Avec } U_w < 0 \quad (I.11)$$

Le tensiomètre est destiné à mesurer cette pression négative de l'eau directement dans le sol.

Il est constitué par un petit réservoir d'eau désaérée dont une extrémité est recouverte par une couche de céramique poreuse imperméable à l'air, mais perméable à l'eau, afin d'empêcher le passage d'air. Il est connecté à un manomètre via un tube rempli d'eau désaérée.

Pour mesurer la pression négative du sol, on introduit le tensiomètre dans un trou foré préalablement dans le sol ou l'échantillon. Lorsque l'eau du réservoir est en équilibre avec celle du sol. La pression négative du tensiomètre, mesurée par le manomètre, fournit directement la pression négative de l'eau du sol (Xiang-Ling Li 1999).

En pratique, le tensiomètre doit être placé dans une éprouvette ou dans le sol et le réservoir d'eau, au travers de la céramique poreuse, afin d'assurer une continuité de la phase d'eau entre le réservoir et le sol, et cela malgré le retrait éventuel du sol.

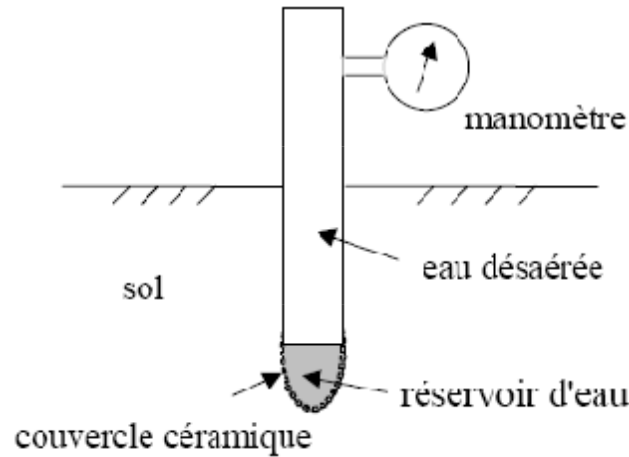


Figure I.13: coupe schématique d'un tensiomètre.

I. 12.2. Technique d'imposition de la succion

I. 12.2.1. Méthode de translation d'axe

La technique de translation d'axes a été mise en œuvre par les pédologues à l'aide du dispositif de la (figure I.14) : il s'agit d'une cellule étanche à l'air dont la base, sur laquelle repose l'échantillon, est constituée d'une pierre poreuse céramique de fine porosité immergée dans un récipient d'eau à la pression atmosphérique ; comme on l'a vu, les pores de la pierre poreuse sont suffisamment petits pour qu'elle ne soit pas désaturée par la pression maximale d'air appliquée dans la cellule. La loi de Jurin montre qu'une céramique capable de contenir une pression maximale de 500 KPa, devra avoir des rayons de pores inférieurs à $0,29\mu m$.

On peut également utiliser des membranes semi perméables cellulosiques, posées sur une pierre poreuse normale, ces membranes, qui sont à la base de la technique osmotique de contrôle de succion décrite plus loin, constituent une sorte de grillage avec une maille de l'ordre de 5nm (50Å). Il est nécessaire que le contact entre l'échantillon de sol à tester et l'élément poreux soit de très bonne qualité, pour faciliter la continuité de la phase liquide entre l'échantillon et la pierre poreuse fine. Il en résulte que la pression d'eau est maintenue nulle au sein de l'échantillon ($U_w=0$).

La pression d'air étant fixée à une valeur positive supérieure à la pression d'eau, on impose artificiellement une valeur de succion $S = U_a - U_w$.

L'expérimentation consiste à placer l'échantillon sous pression jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, ce qui se produit en quelques jours pour des échantillons

centimétrique. Une fois l'équilibre atteint, on relâche la pression et on extrait rapidement l'échantillon de la cellule, afin de déterminer par pesée sa teneur en eau sous la succion imposée.

Le principe de translation d'axe a été adapté par les géotechniques sur des appareils de mécanique des sols (Oedomètre, triaxiaux, boîte de cisaillement).

L'ordre de grandeur des succions maximales imposées par cette technique est de 1,5 MPa, de qui impose la réalisation de cellules métalliques de confinement extrêmement fiable, vu l'énergie élastique emmagasinée par les volumes de gaz comprimé (cité par DAHMANI HICHAM 2013).

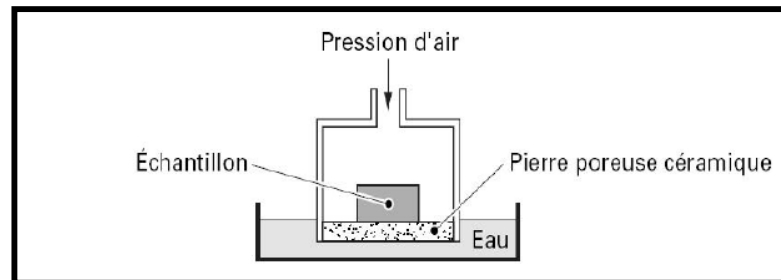


Figure I.14 : Cellule de richards pour le contrôle de succion par translation d'axe (BENDI - OUI, 2005).



Figure I.15 : Appareil de Richards

I. 12.2.2. Méthode d'imposition osmotique

La méthode osmotique provient de la biologie, et simple à mettre en œuvre. Elle est basée sur l'utilisation de membranes semi-perméables et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de (C_2H_4), ce qui leur confère une masse molaire considérable, pouvant aller de 1000 à 20000 g/mole.

L'eau peut traverser la membrane contrairement aux molécules de PEG en solution qui du fait de leur grande taille ne le peuvent pas. Un échantillon mis au contact d'une

membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution de PEG est alors soumis à une succion osmotique, d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée.

Le diagramme de la figure regroupe les essais effectués par divers chercheurs sur des PEG de 6000 et 20000 g/mol (WILLIAMS et SHAYKEWICH 1969), et les essais d'extension à fortes succions 12.5MPa sur des PEG de 1500, 4000, 6000 et 20000 g/mol. Cette relation est indépendante de types de PEG et celle peut être approchée par une équation parabolique de forme :

$$S = 11C^2 \quad (\text{I.12})$$

S : est la succion en (MPa).

C : est la concentration en PEG exprimée en (g de PEG par g d'eau).

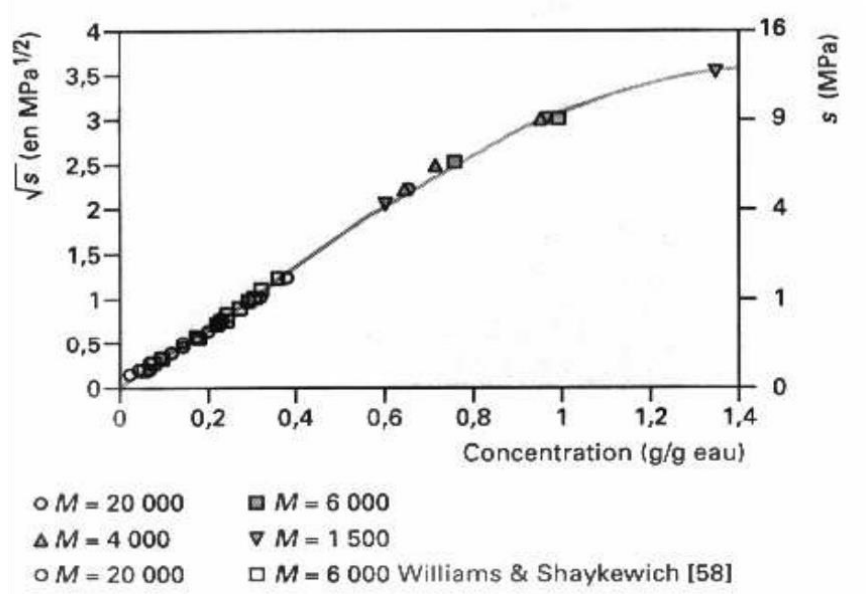


Figure I.16: Courbe d'étalonnage du PEG (Delage et al 1998).

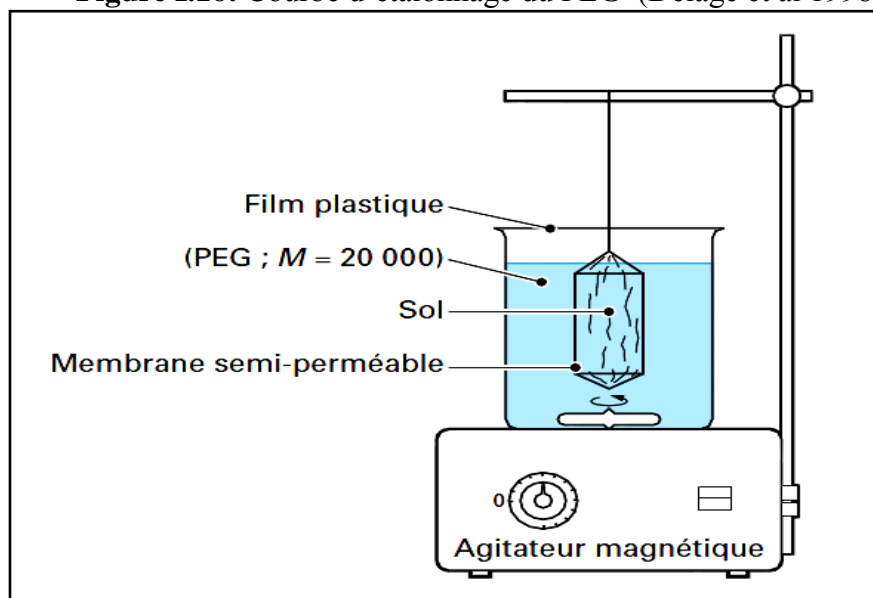


Figure I.17 : Mise en œuvre de la méthode osmotique, DELAGE et Cui 1996.

La mise en œuvre de la méthode osmotique pour la détermination de la courbe rétention d'eau se fait suivant le principe de (figure I.16). Un échantillon entouré d'une membrane osmotique cylindrique est placé dans un bain de solution de PEG posé sur un agitateur magnétique. Des élastiques sont placés autour de l'échantillon de sol pour assurer un bon contact entre le sol et la membrane, et les transferts d'eau interviennent au travers de la membrane jusqu'à l'équilibre, au bout de quelques jours. On extrait alors l'échantillon pour en déterminer la teneur en eau. Du fait des échanges, la concentration de la solution varie légèrement. Sa valeur finale est déterminée par réfractométrie, sachant que le degré Brix de la solution est très sensible aux variations de concentration (DELAG et al 1998).

L'intérêt majeur de cette méthode est que la génération d'une succion positive

$S = U_a - U_w$ ne se fait pas artificiellement par application d'une surpression d'air au sein de l'échantillon. La pression d'air reste égale à la pression atmosphérique, et c'est réellement le terme U_w qui est négatif, comme dans la réalité. Des succions de 12,6 MPa, peuvent être atteintes.

I. 12.2.3. Méthode de contrôle par phase vapeur

Cette méthode est également basée sur l'équation de Kelvin :

$$U_a - U_w = \frac{RT}{gM_w} \ln h_r \quad (\text{I.13})$$

Avec :

U_a : La pression d'air

U_w : La pression de l'eau

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

g : Accélération due à la pesanteur

R : constante molaire des gaz ($R = 8,313 \text{ J mol}^{-1} \text{ K}^{-1}$)

T : température (K°)

h_r : Humidité de l'eau.

On impose l'humidité relative constante à l'aide de solution saline saturées dont les concentrations sont connues. L'échantillon de sol est placé dans une enceinte sous vide contenant une solution de composition chimique connue. Chaque type de solution saline saturée correspond à une humidité relative connue en fonction de ses propriétés physico-chimiques.

Lorsque l'équilibre entre le sol et la solution est atteint par transfert de vapeur d'eau, la succion du sol est équivalente à celle imposée par l'humidité relative de la solution.

Les succions imposées varient de quelques MPa à 1000 MPa. il est possible d'utiliser :

- des solutions salines saturées, ce qui nécessite la connaissance de la solubilité du sel et de l'humidité relative imposée par ce sel à saturation.
- des solutions salines non saturées, pour lesquelles il est nécessaire de disposer de la relation entre concentration et humidité relative pour le sol (Feth-Ellah Mounir Derfouf 2009).

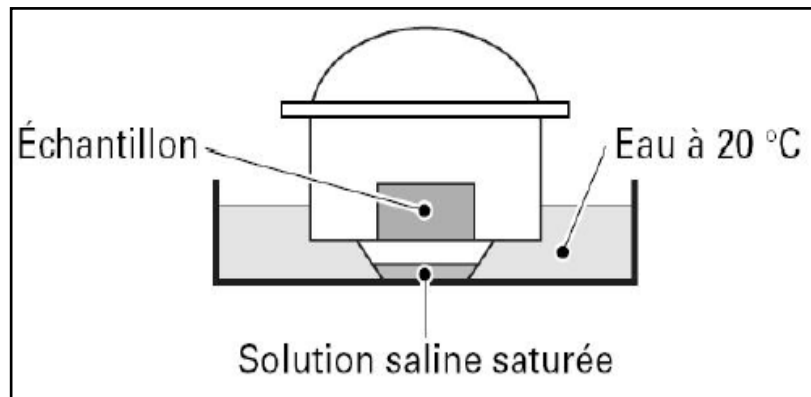


Figure I.18 : principe de la méthode des solutions salines.

IL est préférable d'utiliser cette technique en conditions de température contrôlée à 20 °c. L'inconvénient principal est la lenteur des échanges par phase vapeur.

I.13. Notion de contrainte effective pour les sols non saturé

Dans le cas des sols saturés, l'expression de la contrainte effective est proposée par TERZAGHI :

$$\sigma' = \sigma - U_W \quad (I.14)$$

Cette relation est valable dans le cas de sols saturés, où la pression de l'eau U_W est généralement positive ou nulle. Il existe des cas où la pression de l'eau U_W est négative, mais le sol reste saturé : dans ces conditions cette relation est également valable.

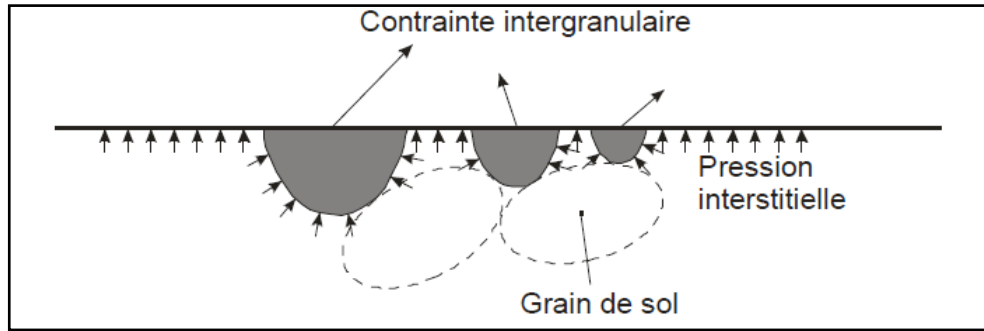


Figure I.19 : Principe de contrainte effective en sol saturé DELAGE ET AL 2001.

Le phénomène d’effondrement des sols non saturés lors d’un remouillage sous charge ne peut pas être décrit à l’aide d’une contrainte effective unique, alors que plusieurs études ont été faites pour d’écrire une contrainte effective dans les sols non saturés, la première par bishop:

$$\sigma' = \sigma - U_a + \chi (U_a - U_w) \quad (\text{I.15})$$

Avec :

σ' : Contrainte normale effective.

σ : Contrainte normal.

U_a : La pression interstitielle a l’air.

U_w : La pression interstitielle a l’eau.

χ : Paramètre de bishop.

$(U_a - U_w)$: Succion matricielle.

Les valeurs intermédiaires du paramètre de bishop dépendent principalement du degré de saturation S_r . Cependant elles peuvent être aussi influencées par des facteurs comme la structure du sol et les cycles de dessiccation ou de ré-humidification ou les contraintes. Changent, modifiant la valeur de degré de saturation S_r . pour déterminer ce paramètre, BISHOP considère une relation entre le degré de saturation S_r et χ

$\chi = f(S_r)$ (Jean-Pierre MASEKANYA 2008)

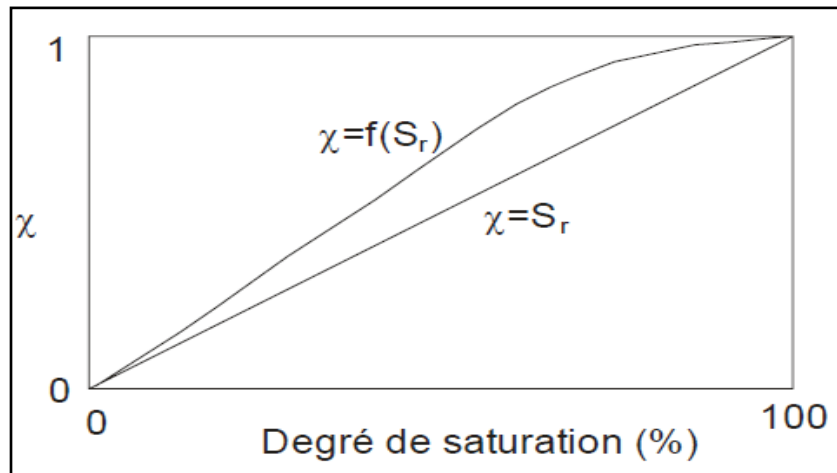


Figure I.20 : Relation proposé entre le paramètre χ et le degré de saturation S_r .

I.14. Conclusion

Les sols non saturés sont constitués de trois phases par conséquent leur comportement devient plus complexe.

La succion est le paramètre le plus important du comportement hydraulique et mécanique des sols non saturés, la succion représente une mesure de l'intensité de l'attraction exercée par le sol sur l'eau interstitielle. La composante capillaire de la succion est représentée par la différence entre la pression d'air et la pression d'eau.

La succion totale est la somme de la succion matricielle et la succion osmotique. Les méthodes de mesure et d'imposition sont des opérations délicates qui demandent un savoir faire et certains moyens matériels, ainsi que beaucoup d'attention pour une fiabilité des résultats.

CHAPITRE II :
GENERALITE SUR LA PERMEABILITE DES
SOLS

II.1. Introduction

La détermination de la perméabilité des sols est d'une grande importance en génie civil. Elle intervient dans le calcul des ouvrages souterrains (tunnels, excavations, fouilles...) et dans les problèmes de protection des sols contre le risque de pollution (LAFHAJ ZOUBEIR 1998).

La perméabilité d'un sol peut être déterminée en laboratoire ou in situ. Les méthodes de laboratoire consistent à prélever un échantillon de sol et à mesurer sa perméabilité à l'aide d'un perméamètre. Les mesures sont effectuées soit avec un perméamètre à charge constante, quand il s'agit de grandes perméabilités (grave et sables qui ont généralement une perméabilité $K > 10^{-5}$ m/s). Soit avec un perméamètre à charge variable, quand il s'agit de mesurer de faibles perméabilités (argiles et marnes ou l'on peut avoir une perméabilité $K < 10^{-8}$) (COSTET et SANGLERAT 1981).

II.2. Définition

La perméabilité est la capacité d'un sol à laisser passer l'eau à travers ses interstices, plus ceux-ci sont gros, plus l'eau circule rapidement et plus le sol est perméable. Selon MARGAT J. 1999, la perméabilité est synonyme de coefficient de perméabilité (de Darcy, relativement à l'eau) : constante de proportionnalité K liant la vitesse de filtration au gradient de charge hydraulique dans la loi de Darcy. Elle reçoit des qualificatifs relatifs à son ordre de grandeur (perméabilité élevée, faible), aux rapports entre la structure du milieu (anisotropie) et la direction moyenne du flux (perméabilité directionnelle, horizontale, verticale,...), ou encore à l'état de saturation du milieu (perméabilité relative d'un milieu non saturé).

Dans le cas des sols non saturés, la conductivité hydraulique est une variable clef dans beaucoup de problèmes géotechniques et géo-environnemental. Ceux-ci incluent des structures de gestion des déchets, des barrières argileuses pour les zones de contamination, la stabilité des routes et des remblais de chemin de fer, et des barrages en terre (GHANEM FADILA 2011).

II.3. Considérations général sur la perméabilité des sols grenus

En 1856, DARCY, ingénieur du corps impérial des ponts et chaussées et des mines, a étudié les possibilités d'alimentation en eau de la ville de Dijon en utilisant un système d'aqueducs et de tuyaux. Le projet incluait le système de filtration de l'eau. L'option la plus pratique était la percolation de l'eau à travers un lit de sable fin. Dans ce contexte, Darcy a effectué de nombreuses expériences afin d'étudier

le débit d'écoulement à travers les couches filtrantes de sable. Des échantillons de sables de différentes épaisseurs ont été testés et soumis à une série de pressions d'eau, de haut et en bas des échantillons. Le dispositif expérimental a permis de maintenir une charge hydraulique constante de haut et en bas de l'échantillon durant le test (figure II.1). A partir des résultats de ces tests, il a établi empiriquement la relation suivante :

$$Q = K \frac{H_A - H_B}{L} A = K i A \quad (II.1)$$

Avec :

Q : débit d'écoulement mesuré à la sortie (L^3 / T).

K : constant, connue sous le nom de coefficient de perméabilité de darcy (L/T).

H_A : Hauteur séparant le niveau de référence et le niveau de l'eau à l'entrée de la colonne de la couche filtrante (L).

H_B : Hauteur séparant le niveau de référence et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante (L).

L : longueur de l'échantillon.

A : section normale de l'échantillon perpendiculaire à la direction de l'écoulement (L^2).

i : gradient hydraulique.

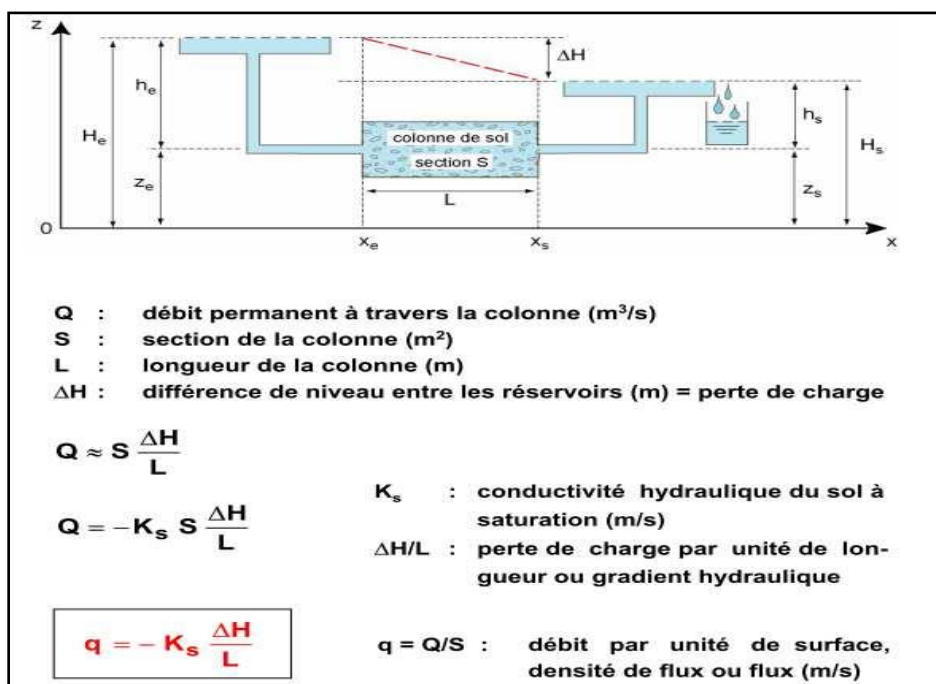


Figure II.1 : principe de perméamètre.

II.4. Validité de la loi de darcy

Depuis que DARCY a présenté ses travaux en 1856, l'équation (1) a été sujette à examen par un grand nombre de chercheurs et d'ingénieurs utilisant les différents sols et testant les équipements et les conditions d'essais.

Les nombreuses références existantes prouvent de façon quasi certaine la validité de la loi de DARCY pour la plupart des types d'écoulements dans les sols ayant des dimensions allant du sable moyen au limon. Cependant, des déviations de la loi de Darcy ont été constatées pour les sols à grains de dimensions extrêmes (gros sable et graviers et sols à grains fins argiles : limons argileux).

Les études de laboratoire ont permis de constater que la relation $v = ki$ est bien vérifiée pour tous les sols mais seulement à l'intérieur d'un certain intervalle de variation du gradient hydraulique. Pour de très faibles vitesses de décharge, l'écoulement réel ne correspond pas à l'écoulement théorique par suite des phénomènes colloïdaux. Pour les fortes vitesses, les divergences de ($v = ki$) sont dues aux forces d'inertie dans un mouvement non uniforme. Le nombre de REYNOLDS (RE) correspond au rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité.

MUSKAT en 1936 a proposé de prendre comme limite de sécurité la vitesse critique correspondant au nombre de REYNOLDS égal à 1, mais les expériences de Lewis et Barnes en 1938 ont conduit à constater que la loi était valable pour $RE < 10$.

On peut donc dire que la loi de DARCY est une excellente approximation pour un faible nombre de Reynolds mais qu'elle devient de moins en moins bonne lorsque V augmente.

➤ Sables grossiers :

Depuis longtemps, il a été reconnu que la relation entre le flux et le gradient hydraulique n'est pas linéaire aux grandes vitesses d'écoulements pour lesquelles les forces d'inerties ne sont pas négligeables devant les forces de viscosités. La loi de Darcy est applicable seulement pour les écoulements laminaires (vitesses lentes) et dans le cas où l'interaction sol-eau n'introduit pas de changements dans la fluidité.

Dans les sables grossiers et les graviers, des gradients hydrauliques bien supérieurs à l'unité peuvent cependant développer des conditions d'écoulement non laminaire et la loi de DARCY n'est pas toujours applicable (BELMIHOUB HACENE).

II.5. Types d'écoulements

II.5.1. Ecoulement saturé

Écoulement en milieu poreux saturé avec une porosité effective totalement remplie d'eau.

II.5.2. Ecoulement non-saturé

Écoulement en milieu non saturé, la porosité étant seulement partiellement remplie d'eau et le reste d'air. La résistance à l'écoulement de l'air est négligée et la pression de l'air est en équilibre avec la pression de l'atmosphère en permanence. Les équations classiques régissant l'écoulement non saturé (sans saturation variable) sont les équations de RICHARDS.

II.5.3. Ecoulement variablement saturé

L'eau s'écoule dans un milieu partiellement saturé et contenant des zones saturées et d'autres zones non saturées. Dans le cas général, plusieurs zones saturées et non saturées peuvent coexister, et leurs distributions spatiales peuvent évoluer dans le temps (Ahmad al BITAR 2007).

II.6. Types de perméabilité

II.6.1. Perméabilité géométrique ou intrinsèque

En génie civil, la perméabilité intrinsèque est très rarement utilisée pour exprimer les résultats d'essais de perméabilité réalisés en laboratoire car le fluide utilisé est presque toujours de l'eau.

La perméabilité intrinsèque k , définie par la loi de Darcy, est la mesure de la capacité d'un milieu poreux à transmettre un fluide qui le sature complètement. La perméabilité intrinsèque K (m^2) au milieu poreux (Al BITAR A., 2007), dépend uniquement des caractéristiques de la phase solide.

Fréquemment, on exprime la conductivité hydraulique, K , sous une forme plus générale.

$$K = \frac{K}{\mu} \gamma_w = K \frac{\rho g}{\mu} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

K : coefficient caractérisant l'empilement des particules du sol (ou le réseau des vides), appelé « perméabilité spécifique » ou « perméabilité géométrique » ou « perméabilité intrinsèque » et ayant la dimension d'une surface.

μ : viscosité dynamique de l'eau (proche de 10^{-6} KN · s/m² pour l'eau pure à 20°C).

γ_W : Poids volumique de l'eau.

II.6.2. Perméabilité effective

Lorsque deux fluides ou plus s'écoulent simultanément dans un milieu poreux, cet écoulement est encore décrit par la loi de Darcy mais la perméabilité du milieu pour l'écoulement de ces fluides est réduite. On appelle alors perméabilité effective k_e la capacité du milieu à transmettre un fluide en même temps qu'un autre fluide (GHANEM Fadhila).

II. 6.3. Perméabilité relative

Dans la zone non saturée, les deux phases liquides et gazeuses coexistent. On considère qu'il existe une perméabilité k_w pour la phase liquide et une perméabilité k_a pour la phase gazeuse.

Perméabilité relative c'est le rapport de la perméabilité effective sur la perméabilité spécifique (MONICARD, 1965). La perméabilité relative à un fluide donné varie en fonction directe de la saturation de ce fluide dans le sol, et s'exprime en pourcentage de déplacement d'un fluide par rapport à l'autre.

La perméabilité relative k_r est la perméabilité effective k_e divisée par une perméabilité de base k_b :

$$k_r = \frac{k_e}{k_b} \quad (\text{II.3})$$

Cette perméabilité de base k_b peut être soit :

- 1) la perméabilité à l'air.
- 2) la perméabilité absolue à l'un des liquides (eau ou huile) lorsque sa saturation est de 100%.
- 3) la perméabilité effective à l'huile lorsqu'on est à la saturation irréductible en eau.
- 4) La perméabilité effective à l'eau lorsqu'on est à la saturation résiduelle en huile.

La distance d'écoulement d'un fluide dans son réseau augmente lorsque sa saturation diminue causant une réduction de sa perméabilité relative. La somme des perméabilités relatives des deux fluides est inférieure à 1. Ce phénomène provient de l'interférence entre les réseaux d'écoulement des deux fluides qui résulte en un débit total réduit par rapport à l'écoulement d'un seul fluide.

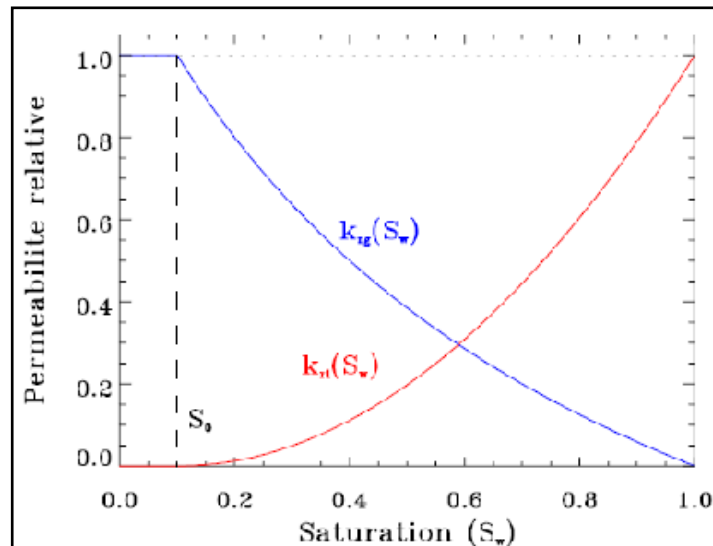


Figure II.2 : Perméabilité relative en fonction de la saturation volumique pour la phase liquide (rouge) et la phase gazeuse (bleu).

II.6.4. Perméabilité équivalente

Les sols naturels sédimentaires, provenant du transport et du dépôt des produits d'altération des roches, se présentent en général sous forme de couches superposées, sensiblement horizontales et de perméabilités différentes.

On peut remplacer cette succession de couches par une couche unique de perméabilité équivalente, c'est-à-dire donnant le même débit sous la même charge. En notant k_i et H_i respectivement le coefficient de perméabilité et l'épaisseur de la i^e couche, on obtient :

Pour un écoulement parallèle à la stratification (Figure II.3a), la conductivité hydraulique horizontale effective k_{he} pour l'ensemble des couches est égale à la moyenne arithmétique de la conductivité hydraulique K_i de chacune des n couches pondérée par leur épaisseur H (GHANEM FADILA 2011) :

$$k_{he} = \frac{\sum_{i=1}^n K_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} \quad (\text{II.4})$$

Pour l'écoulement perpendiculaire à la stratification (Figure II.3b), c'est la perte de charge totale qui est égale à la somme des pertes de charges de chaque couche à travers lesquelles le débit est identique.

Dans ce cas, la conductivité hydraulique verticale effective K_{ve} pour l'ensemble des couches est égale à la moyenne géométrique de la conductivité hydraulique K_i de

chacune des n couches pondérée par leur épaisseur H :

$$K_{ve} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{K_i}} \quad (\text{II.5})$$

On peut montrer que, dans tous les cas $K_{ve} \leq k_{he}$: (Jean – pierre MAGNAN).

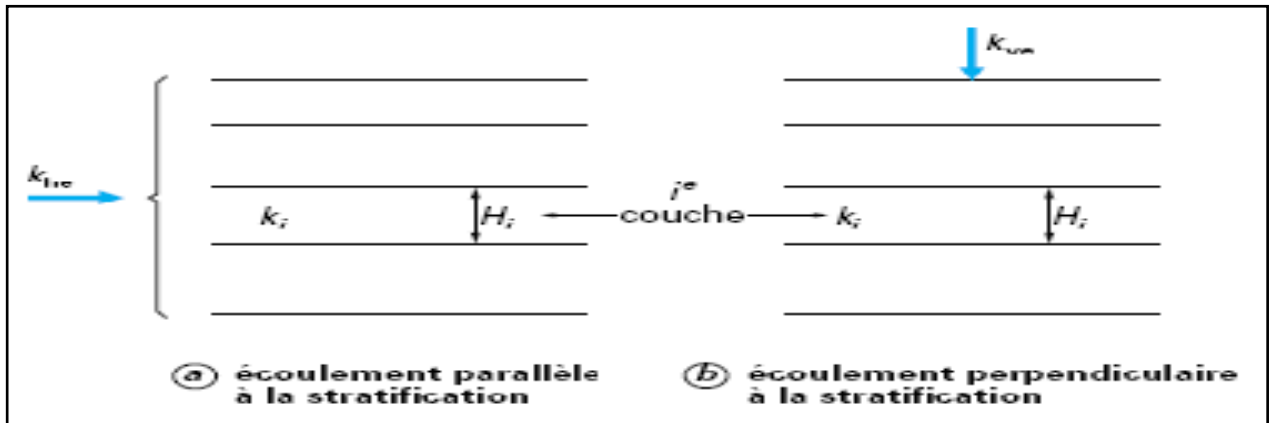


Figure II.3 : perméabilité équivalente d'un sol stratifié (J-P Magnan)

On définit alors la perméabilité équivalente sous la forme suivante :

$$K_{equivalente} = \sqrt{K_h \times K_v} \quad (\text{Citée par Nana J.M.T ET CALLAUD M})$$

II. 6.5. Perméabilité apparentes ou absolue

On appelle perméabilité apparente la perméabilité d'un matériau pour lequel le fluide de percolation est un gaz. Ce terme est utilisé afin de différencier de la notion de perméabilité intrinsèque qui est indépendante de la nature de fluide percolant (Lion M., 2004).

En 1941, KLINKENBERG développée une théorie qui consiste à formuler une relation linéaire entre la perméabilité apparente et la perméabilité intrinsèque :

$$k_a = k \left(1 + \frac{\beta}{p_m} \right). \quad (\text{II.6})$$

Avec :

k_a : est la perméabilité apparente

p_m : La pression moyenne du gaz

β : Le coefficient de KLINKENBERG (Figure II.4) qui est une caractéristique intrinsèque qui traduit l'influence de la morphologie de l'espace poreux sur l'intensité du phénomène de glissement.

La théorie KLINKENBERG considère que la perméabilité apparente évolue de manière linéaire en fonction de l'inverse de la pression moyenne de gaz

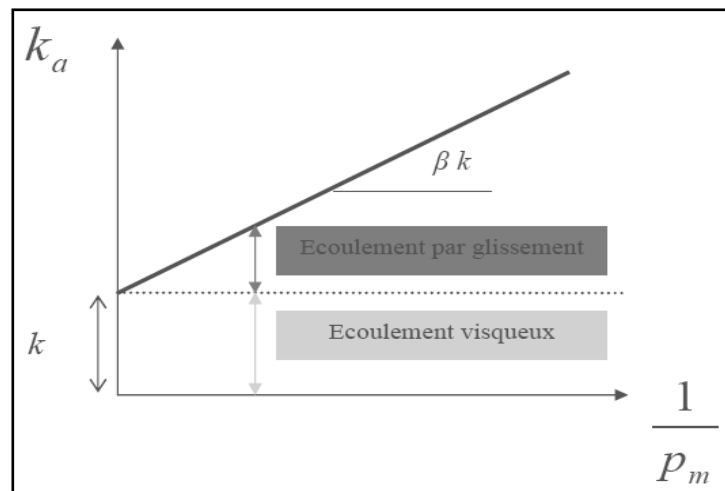


Figure II.4 : schématisation de principe de KLINKENBERG (Lion M., 2004)

Le coefficient de KLINKENBERG peut alors être calculé à partir de la pente représentée sur la figure II.4 et peut être formulé de la manière suivante :

$$\beta = \frac{4 c \lambda p m}{r} \quad (II.7)$$

Avec :

C : est une constante proche de 1

λ : Le libre parcours moyen des molécules de gaz.

r : le rayon moyen des pores

$\lambda p m$: Est toujours constant pour une température donnée.

β : augmente lorsque r diminue (GHANEM FADILA).

II.7. facteurs influents sur la valeur du coefficient de perméabilité

Le coefficient de perméabilité peut être influencé par plusieurs paramètres qui sont :

II.7.1. La granulométrie

Un sol composé de grosses particules comporte des vides importants, et l'eau s'y écoule rapidement.

La forme de la courbe granulométrique peut influencer aussi sur la perméabilité par exemple, un sable à granulométrie serrée, se caractérisant par la présence de vides importants, aura un coefficient supérieur à celui d'un sable comportant la même grosseur maximale de particule, mais dont la granulométrie étalée, ce qui suppose des vides beaucoup plus petits.

II.7.2. La forme des grains

La forme des grains a également une influence sur la perméabilité : un sol dont les particules sont angulaires sera moins perméable qu'un sol dont les particules sont arrondies.

II.7.3. L'indice des vides

L'indice des vides correspond à la quantité de vides à l'intérieur d'un sol. Plus est élevé, plus le sol est perméable.

II.7.4. Le degré de saturation

Le degré de saturation représente le pourcentage du volume des vides occupé par l'eau. Le coefficient de perméabilité atteint sa valeur maximale lorsque le sol est complètement saturé (cité par AMEDDAH CHAFIA).

II.8. Formules utilisées pour le calcul de la perméabilité

II.8.1. Formule de KOZENY et CARMAN

Plusieurs auteurs ont cherché à relier la perméabilité intrinsèque à la porosité du sol et à la dimension moyenne des grains, en particulier (KOZENY, 1927) et (CARMAN, 1956).

Ces auteurs ont généralisé la notion de rayon hydraulique en définissant celui-ci comme le rapport entre le volume total des vides et la somme des surfaces latérales limitant le volume de ces vides. Comme les contacts entre grains sont ponctuels, la somme de ces surfaces est égale à la somme des surfaces des grains.

Les deux auteurs ont proposé pour le calcul de coefficient de perméabilité k la formule suivante :

$$K = \alpha \left(\frac{\Omega}{S} \right)^2 \frac{n^3}{(1-n^2)} \quad (\text{II.8})$$

Avec :

Ω : la somme des volumes des grains;

S : la somme des surfaces des grains;

n : porosité du sol;

α : coefficient de viscosité de l'eau ;

II.8.2. Formule de CAZENOVE

Pour l'écoulement des eaux à travers des graviers roulés à granulométrie serrée, CAZENOVE propose la formule suivante :

$$k' = c \sqrt{\frac{n^3}{1-n}} d_{10} \quad (\text{II.9})$$

Avec :

c : coefficient de viscosité ;

n : porosité du sol ;

d_{10} : diamètre efficace des grains ;

II.8.3. Formule de HAZEN

Pour des sables fins et les sables limoneux ayant un coefficient d'uniformité inférieure à 5, HAZEN a proposé la formule suivante :

$$K = 100 d_{10}^2 \quad (10)$$

Avec :

d_{10} : diamètre efficace des grains

II.8.4. Formule D'AWAD et AMER :

Les auteurs AWED et AMER ont proposé une formule pour le calcul de la perméabilité donnée ci-dessous :

$$K = C_4 D_{10}^{2.32} C_u^{0.6} \times \frac{e^3}{1+e^3} \quad (\text{II.11})$$

Avec :

C_4 : constante qui dépend de la dimension moyenne des grains ;

$C = 25$ pour des grains de 15 mm.

$C = 100$ pour des grains compris entre 0,1 et 3 mm.

$C = 80$ pour des grains compris entre 3 et 6 mm.

$C = 65$ pour des grains compris entre 5 et 8 mm.

$C = 45$ pour des grains compris entre 8 et 15 mm.

C_u : coefficient d'uniformité des échantillons.

D_{10} : diamètre efficace des grains.

e : indice des vides.

II.9. Mesure de la perméabilité en laboratoire

La mesure de la perméabilité des sols en laboratoire s'effectue à l'aide d'un appareil appelé perméamètre selon deux procédures, dites à charge constante et à charge variable.

II. 10. L'essai de perméabilité à charge constante

II.10.1. Introduction

Les essais de perméabilité sont effectués sur différents types des sols. Ils sont été réalisés au laboratoire de recherche LEGA de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

II.10.2. L'essai de perméabilité à charge constante

L'essai de perméabilité à charge constante convient aux sols assez perméables comme les sables. Suivant la norme ASTM D2434 qui le décrit, cet essai doit satisfaire les conditions suivantes :

- L'écoulement d'eau à travers l'échantillon de sable est laminaire et permanent, de telle sorte que la vitesse d'écoulement de l'eau reste proportionnelle au gradient hydraulique i .
- L'échantillon de sable est saturé et ne subit pas de changement de volume durant l'essai.
- La perte de charge Δh demeure constante. (BELMIHOUB HACENE)

II.10.3. Les étapes de déroulement des essais

L'essai s'effectue en trois étapes qui sont

1-la mise en place de l'échantillon de sable dans le moule de perméamètre.

2-la saturation de l'échantillon de sable.

3-la détermination de coefficient de perméabilité.

- la mise en place de l'échantillon de sable dans le moule de perméamètre.

On effectue l'essai de perméabilité à charge constante sur des échantillons de sable représentatif (de forme arrondie, carrée, triangulaire), séché à l'air libre. Afin que soient limités les effets de la migration des particules fines, les échantillons ne doivent pas contenir plus de 10% des particules inférieures à 80 μ m. Les particules supérieures à 20 mm sont éliminées au départ (classe 0/8, 3/5) pour éviter la formation des vides importants le long de la paroi du perméamètre.

On dépose un papier filtre à la base de moule de perméamètre, afin de limiter l'érosion potentielle causée par le passage de l'eau.

On place notre échantillon de sable dans le moule de perméamètre à charge constante sous forme de couches de 2 cm d'épaisseur avec un léger compactage manuelle.

On complète le montage en insérant la tête du perméamètre (moule) et en fixant fermement celle-ci avec des écrous.

On met le tout dans un autre moule de volume supérieur au premier.

- La saturation de l'échantillon de sable.

La présence des bulles d'air dans les vides des échantillons de sable, compte tenue des faibles dimensions de l'échantillon dans le perméamètre, a pour effet d'abaisser la valeur de coefficient de perméabilité. Pour éliminer ces bulles, on doit saturer l'échantillon de sable. Quand le perméamètre est installé, on branche son entrée d'eau au réservoir à charge constante et on complète la saturation en ouvrant la valve d'alimentation pour remplir le réservoir à charge constante et la valve de purge pour chasser l'air du tuyau d'entrée d'eau.

Dès que l'eau commence à jaillir hors de la valve de purge, on referme celle-ci.

- La détermination de coefficient de perméabilité

Lorsque l'échantillon de sable est saturé, on dégage avec précaution la pince qui bloque la sortie d'eau, puis on règle la valve d'alimentation afin d'obtenir un écoulement stable à travers l'échantillon de sable. On mesure ensuite la perte de charge (Δh) en tenant compte des caractéristiques de montage du perméamètre utilisé pour déterminer le débit de l'écoulement, on mesure le temps requis (Δt) pour recueillir un volume d'eau donné (v)

par l'intermédiaire d'un récipient gradué d'au moins 250 ml placé directement sous la sortie d'eau.

II.10.4. Appareillage

Le perméamètre comporte :

- Une cellule de diamètre $\varnothing = 8$ cm et d'hauteur $L = 23.5$ cm.
- Un réservoir d'eau sert à alimenter la cellule.
- Un récipient gradué pour mesurer le volume d'eau.
- Un panneau de trois tubes en verre relie à la cellule à l'aide de tuyau.
- Un chronomètre pour mesurer le temps.



Figure II.5 : perméamètre à charge constant.

II.10.5. But de l'essai

Déterminer au laboratoire le coefficient de perméabilité à l'eau, des sols saturés en utilisant la méthode de perméamètre à charge constant.

II.10.6. Matériels utilisés

- Perméamètre à tubes piézométriques en verre à niveau constant.
- chronomètre pour déterminer le temps d'écoulement.
- L'échantillon.
- deux éponges ou pierre poreuse pour filtrer l'eau.

- un récipient gradué pour mesurer le volume d'eau.

II.10.7. Mode Opérateur

- On commence par amener l'échantillon à la saturation.
- Ouvrir le robinet de perméamètre.
- rajout d'eau pour garder le niveau d'eau constant.
- Après quelque temps, arrêter le chronomètre et mesurer le volume de l'eau ayant traversé l'échantillon et lire Δh .

II.11. L'essai de la perméabilité a charge variable

II.11.1. Introduction

L'essai de la perméamètre est généralement employées pour les sols fins comme les argiles et les marnes qui présentent des coefficients de perméabilité assez faible ($<10^{-8}$ m/s).

II.11.2. L'essai de perméabilité à charge variable

L'essai de perméabilité à charge variable convient aux sols les moins perméables comme les argiles et les marnes.

Suivant la norme ASTM D2434 qui le décrit, cet essai doit satisfaire les conditions suivantes :

- L'écoulement d'eau à travers l'échantillon est laminaire et variable.
- L'échantillon est saturé et ne subit pas de changement de volume durant l'essai.

II.11.3. Les étapes de déroulement des essais

L'essai s'effectue en trois étapes qui sont :

- 1- la mise en place de l'échantillon dans le moule de perméamètre.
- 2- la saturation de l'échantillon.
- 3-la détermination de coefficient de perméabilité

➤ La mise en place de l'échantillon dans le moule de perméabilité.

- On effectue l'essai de perméabilité à charge variable sur des échantillons d'argile ;
- On dépose un papier filtre à la base de moule du perméamètre ;
- On place l'échantillon dans le moule de perméamétrie à charge variable ;
- On complète le montage en insérant la tête du perméamètre (moule) et en fixant fermement celle- ci avec des écrous ;

➤ La saturation de l'échantillon

La présence des bulles d'air dans les vides des échantillons, compte tenue des faibles dimensions de l'échantillon dans le perméamètre, a pour effet d'abaisser la valeur de coefficient de perméabilité. Pour éliminer ces bulles, on doit saturer l'échantillon. Quand le perméamètre est installé, on branche son entrée d'eau au réservoir à charge variable et on complète la saturation. En ouvrant la valve de purge pour chasser l'air du tuyau d'entrée d'eau. Dès que l'eau commence à jaillir hors de la valve de purge, on referme celle-ci. Dès que l'eau commence à sortir de trop plein du moule, on ferme la valve reliant le réservoir et le perméamètre

➤ La détermination de coefficient de perméabilité

Lorsque l'échantillon est saturé, le tuyau vertical est relié au cylindre du perméamètre, et l'eau s'infiltré vers le bas. On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau dans le tube de section connue descende du niveau h_1 au niveau h_2 .

Le coefficient de perméabilité à la température T est donné par la formule suivante :

$$K_T = \frac{aL}{A t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

a : section de tube

A : section de l'échantillon

t : temps d'écoulement

L : hauteur l'échantillon

h_i : Charge hydraulique a l'instant t_i

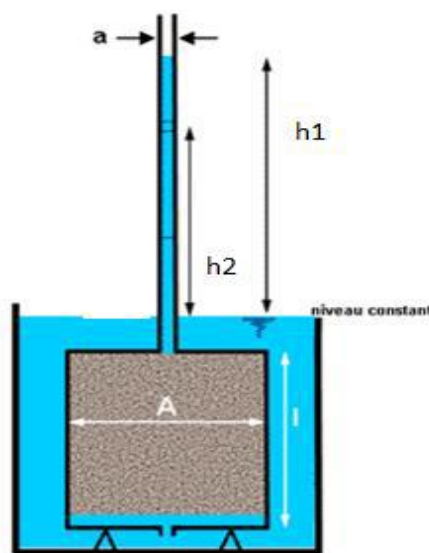


Figure II.6 : L'essai de perméabilité a charge variable.

II.11.4. Appareillage

Le perméamètre comporte :

- Une cellule (cylindre) en acier inoxydable de diamètre $\varnothing=10\text{cm}$ et d'hauteur $L=13\text{cm}$.
- Un réservoir d'eau sert à alimenter la cellule.
- Un moule de diamètre $\varnothing =19,5\text{cm}$ et de hauteur $L = 20\text{cm}$, avec un trop plein
- Un panneau de trois tubes en verre relie à la cellule à l'aide de tuyau. Des différentes sections (Tube 01, Tube 02 et Tube 03 de diamètre $\varnothing = 5, 7, 8 \text{ mm}$ respectivement).
- Deux éponges ou pierres poreuses pour filtrer l'eau



Figure II.7 : perméamètre à charge variable

II.11.5. But de l'essai

Le but de l'essai est la détermination du coefficient de perméabilité des échantillons en utilisant la méthode du perméamètre à charge variable.

II.11.6. Matériel utilisés

- Perméamètre à tube de verre fermé en bas avec un robinet, il a des tubes piézométriques à différents diamètres.
- L'échantillon le sol.

- Deux éponges ou pierre poreuse pour filtrer l'eau.
- Un moule de volume supérieur à la cellule du perméamètre.
- Chronomètre pour déterminer le temps d'écoulement.

II.11.7. Mode opératoire

- On commence par amener l'échantillon à la saturation.
- Fermer le robinet reliant le réservoir et le perméamètre.
- L'eau coule à travers l'échantillon à partir d'un tube vertical fixé à la partie supérieure du cylindre.
 - On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende de niveau h_1 au niveau h_2
 - Puit mesurer la température de l'eau

II.12. Conclusion

La perméabilité des sables dépend essentiellement de la forme des grains qui le constitue.

La forme arrondie est la plus perméable par rapport aux deux autres formes (carrée, triangulaire) et cela quelque soit la taille des grains constituant les sables, par contre la forme triangulaire est la moins perméable.

La perméabilité du sable secs dépend de cinq propriétés principales des particules : leur taille, leur distribution granulométrique, leur forme, leur état de surface et leur composition minéralogique.

CHAPITRE III :
IDENTIFICATION DES MATERIAUX

III .1. Introduction

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés physiques, mécaniques et chimiques qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais simples et rapides, appelés « essais d'identification ».

Les essais d'identification sont réalisés au laboratoire pédagogique du département génie-Civil (Faculté du génie de la construction de l'université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU), ces derniers se rapportent à la détermination de :

- La teneur en eau.
- L'analyse granulométrique :
 - Par tamisage.
 - Par sédimentation.
- Les limites d'Atterberg.
- Les masses volumiques.
- La valeur de bleu de méthylène.
- L'indice des vides.
- Le degré de saturation.
- Porosité.

III .2. Présentation des matériaux d'étude

III.2.1. Matériau de Draa El mizan.

L'un des matériaux utilisé dans cette étude à été prélevé d'un site à Draa el mizan situé au sud-ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou. La prospection de ce site rentre dans le cadre du projet de construction de 500/1000 logements AADL.

Notons qu'une étude sur le gonflement potentiel de ce site a été abordée dans le cadre d'un projet de fin d'étude (GUENDOUD M 2016).

III.2.1.1. Situation géographique

Draa el Mizan est une commune de la wilaya de Tizi-Ouzou en Algérie, située à 42 Km au sud-ouest de Tizi-Ouzou et à 110 Km au sud d'Alger, dans la région de la Kabylie.

Elle est entourée par les communes : Ait Yahia Moussa au nord, Ain Zaouia à l'Est, Aomar (wilaya de Bouira) au sud de Tizi-Ghennif à l'Ouest. Elle a pour coordonnées géologiques latitude : 36°32'08'' Nord, longitude : 3°50'3'' Est.

III .2.1.2. Origine du matériau utilisée

Le matériau étudié dans ce travail est un matériau local souvent rencontrés dans la région de la Grande Kabylie. La marne étudiée est prélevée de quelque sondage Carottés

Sc_{14} , Sc_{15} et Sc_{16} .

La figure III.1 indique la zone de prélèvement.

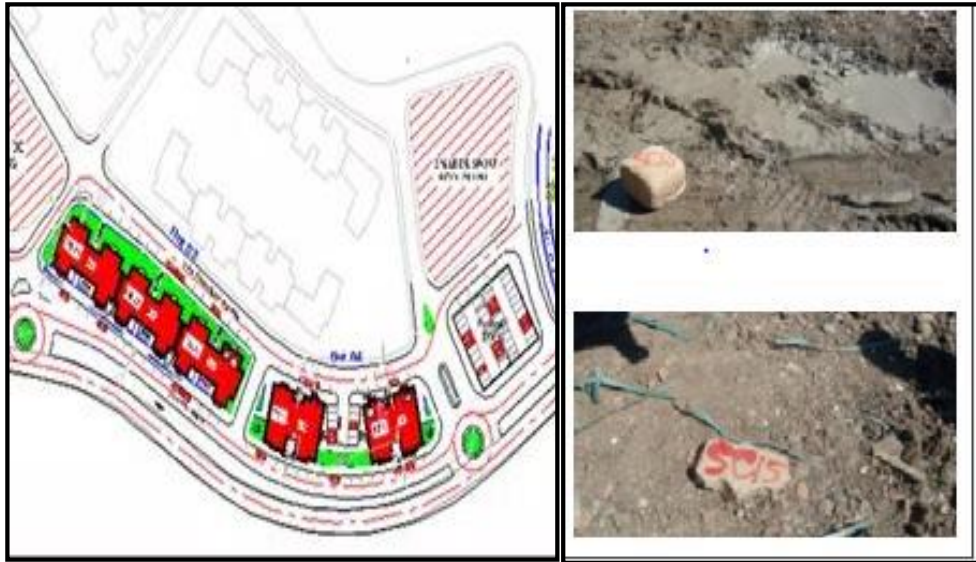


Figure III.1 : La zone de prélèvement.

III .2.1.3. Sismicité de la région

D'après la nouvelle classification sismique des Wilaya d'Algérie faite par le centre National de recherche en Génie parasismique C.G.S 2003 la commune de DRAA EL MIZAN est classée dans une zone de moyenne sismicité II-a.



Figure III.2 : Carte géologique.

III.2.1.4. Climat de la région

Le climat de la région est complexe : la température moyenne annuelle est très variable. Très basse en saison hivernale, pouvant atteindre des niveaux au-dessous de zéro (0°C). Néanmoins, les précipitations connaissent un régime méditerranéen continental, à la forte amplitude thermique (température inférieure à 0°C en hiver et supérieure à 35°C en été). Les pluies s'échelonnent sur une période de 5 à 6 mois avec de fortes précipitations comprises entre novembre et mars.

a) Précipitations

Les valeurs de précipitations enregistrées au niveau de la station météorologique de Tizi-Ouzou (BOUKHALFA), résumées sur le tableau de l'ANNEXE I, montrent un rythme pluviométrique mensuel et annuel. Le tableau ci-dessous, présente histogramme.

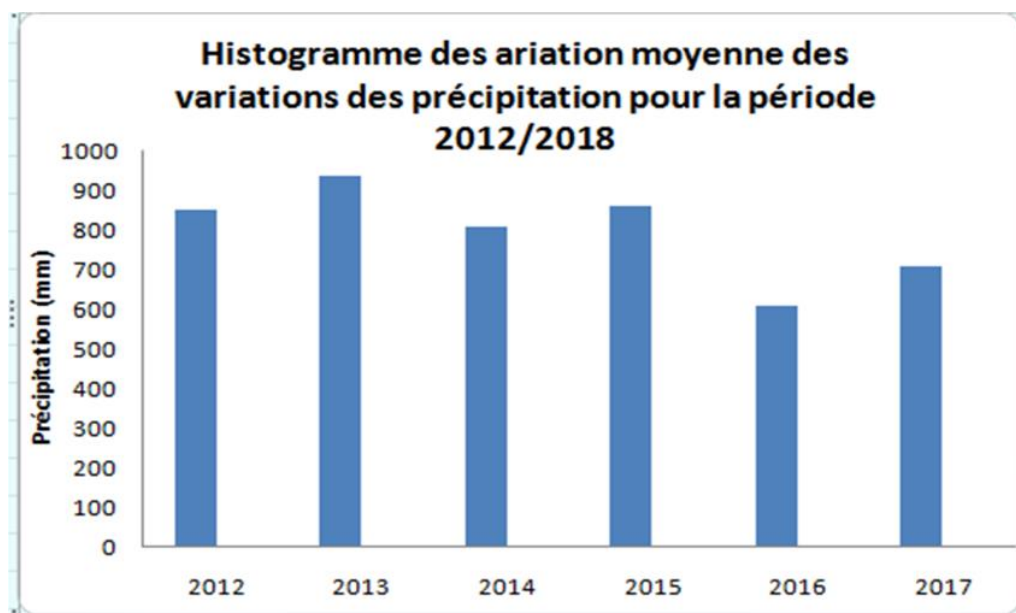


Figure III.3 : Valeur des précipitations 2012/2018.

Pour la période (2012/2018), La station météorologique a enregistré une lame d'eau moyenne d'environ 797 mm. L'année la plus pluvieuse est bien 2013. La plus sèche est l'année 2016.

La figure III.4 représente les précipitations de l'année 2018.

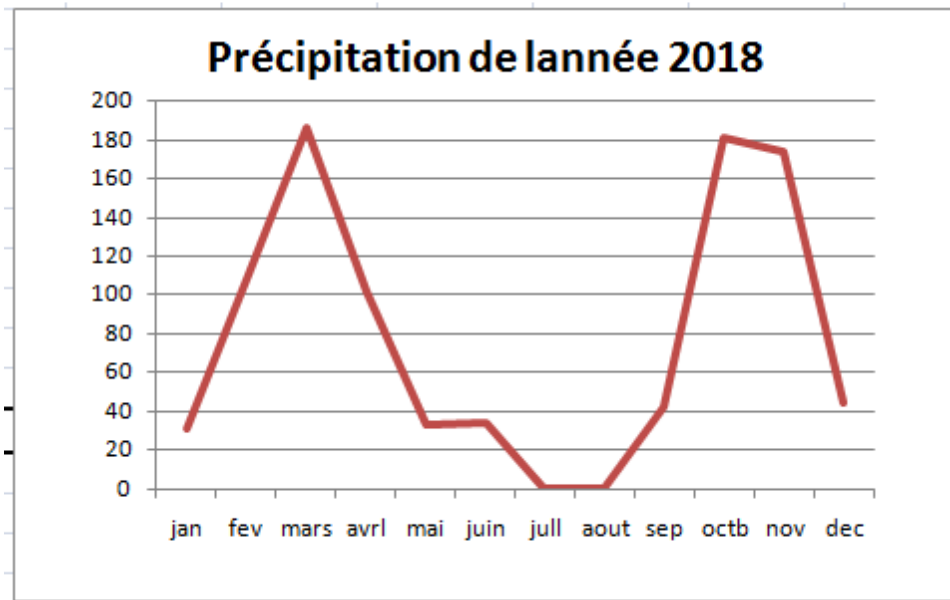


Figure III.4 : Les précipitations de l'année 2018.

b) Température

L'évolution des températures mensuelles (moyennes, maximales et minimales) enregistrées pendant six ans (2012-2018), sont résumées dans le tableau II de l'Annexe I. La figure ci-dessous, présente ces courbes de variation respectivement, maximales, minimales et moyennes.

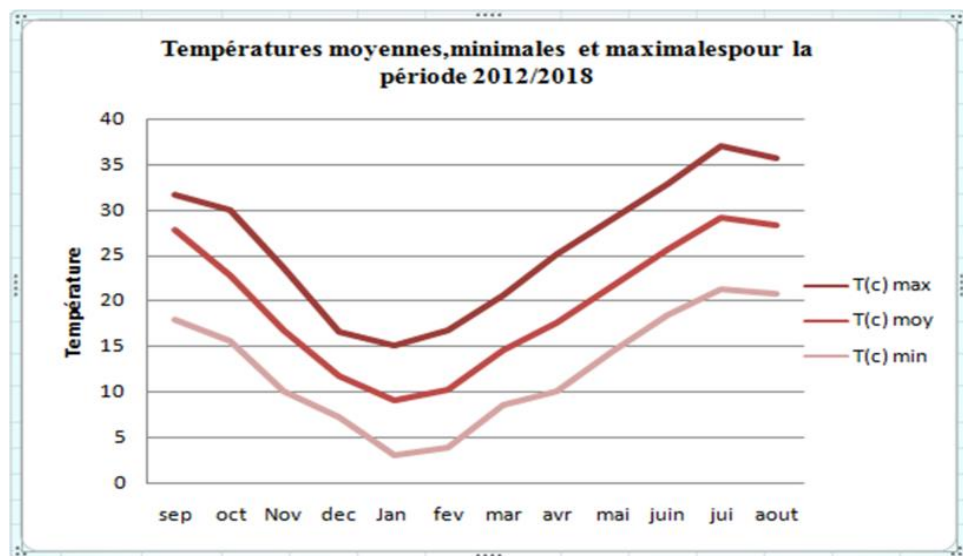


Figure III.5 : température moyennes, minimales et maximales pour la période (2012/2018).

Le mois le plus froid est le mois de janvier, avec un minimum de 3.1C°, tandis que, le mois le plus chaud est celui de juillet avec 37.1 C°. Rappelons que la température peut descendre au dessous de zéro, pendant la période hivernale.

Les trois courbes représentatives de chaque température montrent que la région est caractérisée par deux saisons :

- Une saison chaude allant du mois Mai au mois d'Octobre.
- Une saison froide allant du mois Novembre au mois d'Avril

Le maximum des températures est enregistré durant les mois de Juillet et Aoute.

III.2.2. Matériau d'In-Amenas.

Le deuxième sol a été prélevé d'un site à In-Aménas situé à 1600 km au sud-est de la capital Alger. La région se trouve à une altitude de 561 mètres et se caractérise par une morphologie plutôt aplatie avec absence quasi-totale de drainages naturels superficiels.

III.2.2.1 Situation géographique

La région d'In-Aménas est située à 1600 Km au sud-est de la capitale Alger.

Elle est repérée par les altitudes 28°5' Nord et longitudes 09°63'Est. La région se trouve à une altitude de 561 mètres et se caractérise par une morphologie plutôt aplatie avec absence quasi-totale de drainages naturels superficiels.

III.2.2.2 Géologie

Les données géologiques locales montrent que la formation principale rencontrés dans la région appartient à la série des argiles triasiques ; région qui renferme les plus importants gisements pétroliers du Sahara. Des sondages pétroliers ont montré que cette formation d'argile à une puissance supérieure à 180m et surmonte la formation carbonifère.

Les multiples études de sols réalisées dans la région ont révélé la présence d'un sol composé essentiellement d'argile rouge bariolée (mauve, jeune, vert et bleu), très compacte, couvert en surface par une couche altère. Cette couche d'altération est le produit de l'action conjuguée du soleil, de la pluie et des vents de sable. Ces phénomènes thermoclastiques sont à la base des fractures subverticales repliés de sable existant dans le sous-sol. Le vent apporte du sable qui est entraine par les faibles pluies dans les fissure qu'il colmate.

III.2.2.3 Climat de la région

Le climat de la région d'In-Aménas se caractérise par une longue saison estivale sèche et chaude, et une saison hivernale douce et plus ou moins pluvieuse. La valeur des précipitations est très faible et est variable d'année en année au point de vue quantité et répartition.

a) Précipitations

La pluviométrie est la principale source d'eau au sol superficiel. Lorsque cette eau s'infiltré dans la première couche de sol, elle amorce le gonflement de celui-ci.

La pluviométrie est mesurée en millimètres (mm) par unité de surface. Dans le tableau 1 sont résumés les résultats enregistrés des précipitations moyennes mensuelles mesurées à In-Aménas durant la période 1997 à 2006.

Tableau III.1: Précipitation (mm) à In-Aménas (1997-2006).

Mois Année	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aoû	Sep	Oct	Nov	Dec
1997	-	-	0.1	1.0	-	2.0	-	0.3	0.4	20.2	TRACE	-
1998	-	-	TRACE	-	6.2	0.3	-	-	TRACE	-	-	5.6
1999	TRACE	0.2	3.5	TRACE	-	0.8	-	-	-	0.1	0.3	-
2000	0.3	-	-	-	1.2	-	-	-	-	16.9	-	-
2001	-	-	-	-	4.3	0.6	-	TRACE	-	0.9	-	-
2002	-	0.4	-	14.7	1.4	-	-	-	0.1	19.7	5.4	-
2003	-	7.7	0.1	2.1	4.2	-	TRACE	TRACE	1.5	0.4	-	0.2
2004	7.3	-	8.4	TRACE	TRACE	TRACE	-	-	-	-	0.7	3.5
2005	1.8	3.4	24.5	15.3	-	3.9	-	-	14.8	1.7	6.4	2.6
2006	17.2	6.6	-	0.1	0.3	TRACE	-	-	TRACE	TRACE	TRACE	TRACE

La moyenne mensuelle de la pluviométrie est inférieure à 25 mm. Cette quantité est reconnue faible pour la vie végétale et animale.

D'après le tableau les pluies sont sensiblement élevées durant les mois de mars, avril et octobre, et que des périodes assez longues séparent les événements de pluies intenses.

b) Températures

Le climat est caractérisé par des températures chaudes en été, froids en hiver.

La température de l'air influe systématiquement sur la température du sol en particulier celui superficiel. A In-Aménas, la température du sol est principalement due à

l'ensoleillement. Des dilatations sont donc fort probables durant les jours par rapport aux nuits.

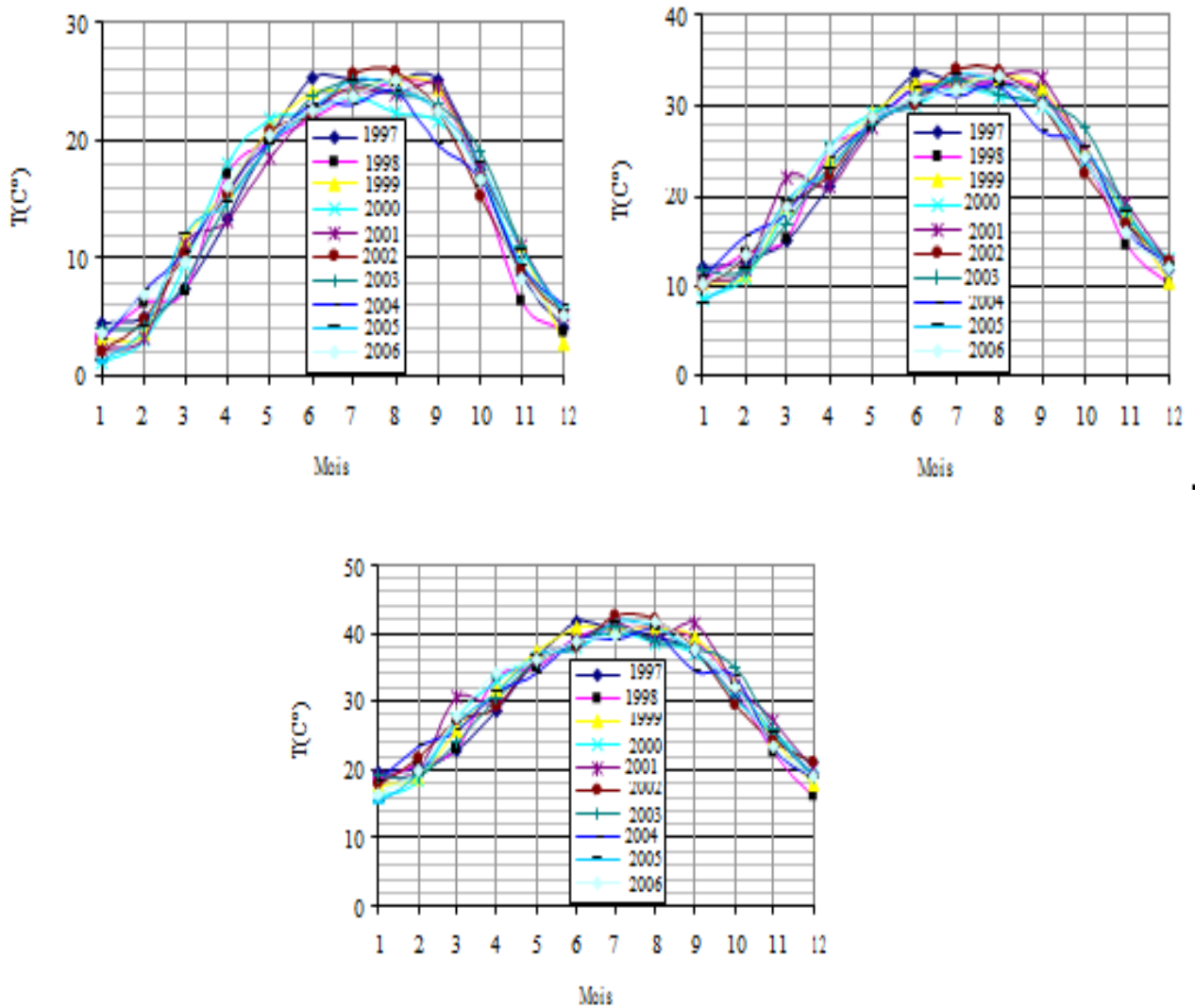


Figure III.6: Température minimale, mensuelle, maximale (C°).

III.3. Teneur en eau W (%) (NF P 94-050)

La teneur en eau est déterminée selon la norme NF P 94-050 (méthode par étuvage).

La détermination de cette teneur consiste à peser un échantillon humide puis le passer à l'étuve à 105° c pendant 24 h, le peser une autre fois à sec.

Donc la teneur en eau est calculée comme suite :

$$W (\%) = \frac{M_h - M_s}{M_s} \times 100 \quad (III.1)$$

Avec :

M_h : La masse totale humide.

M_s : La masse de matériau sec.

Présentation des résultats :

Les résultats obtenus par cet essai sont représenté dans le tableau suivant.

Tableau III.2 : Résultat de la teneur en eau (In-Aménas).

Essai	M h (g)	Ms(g)	M w (g)	W (%)
1	78.3	77	1.3	1.68
2	76.8	75.3	1.5	1.99
3	79.4	77.8	1.6	2.05
Moyenne				1.90 %

$$W(\%) = 1.90 \%$$

Dans le cas des matériaux étudiés, les résultats de cet essai sont donnés dans le tableau.

Tableau III.3 : Résultat des deux matériaux.

Région	In-Aménas	Draa el Mizan
W (%)	1.90	7.82

III.4. Analyse granulométrique

Tamissage complété par sédimentation

Deux essais de laboratoire permettent d'établir la granulométrie des sols :

- L'analyse granulométrique par tamisage
- L'analyse granulométrique par sédimentation

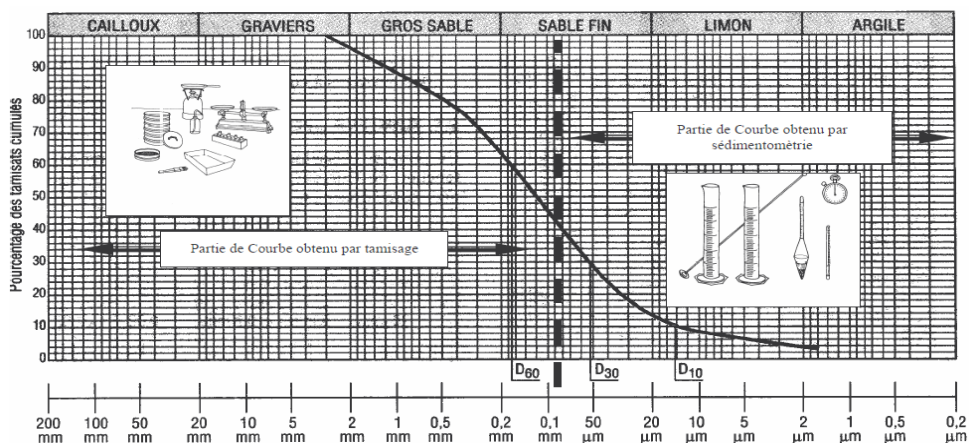


Figure III.7 : Représentation de l'analyse granulométrique (Tamissage & sédimentation)

III.4.1. L'analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage (NF P 94-056)

L'analyse granulométrique par tamisage est une des méthodes de mesure de la granularité des sols dont le diamètre équivalent est supérieur à 0.08 mm.

C'est un ensemble d'opérations aboutissant à la séparation selon leur grosseur des éléments constituent un échantillon

a) Principe de l'essai

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtés les un sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas.

Le matériau étudié est placé en partie supérieur des tamis et le classement des grains s'obtiennent par vibration de la colonne de tamis.

b) Appareillage

- Une tamiseuse électrique.
- Une série de tamis (avec couvercle et fonds de tamis).
- Une balance.
- Une étuve à 105°C.
- Cuillère.
- Un échantillon.



Figure III .8 : Analyse granulométrique par tamisage.

c) La procédure de l'essai

On réalise un tamisage par lavage de dimension de $80\ \mu m$ jusqu'à ce que l'eau passant au travers de ce tamis soit claire (propre) afin de séparer les éléments et les particules fines. L'ensemble du tamisât de $80\ \mu m$ et des eaux de lavage étant décanté pendant 12h puis siphonné et le mis à l'étuve de $105^\circ C$ pendant 24h afin de l'utiliser pour la sédimentométrie.

Après que le refus de $80\ \mu m$ est séché par l'étuve à température de $105^\circ c$ pendant 24h, on prend une quantité représentative et suffisante pour l'essai (dans la pratique $M \geq 0,2 D_{max}$), on la verse sur le haut d'une série de tamis choisis de telle manière que la progression des diamètres soit croissante du bas de la colonne vers le haut.

Enfin, la colonne est placée sur une tamiseuse électrique allumée pendant 10mn, à la fin de cette durée on pèse tous les refus de chaque tamis et on trace la courbe granulométrique.

III.4.2. L'analyse granulométrique par la sédimentation (NF P 94- 057)

L'analyse granulométrique par sédimentation est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage pour déterminer la répartition selon le diamètre des grains de fraction fine de sol inférieure à $80\ \mu m$.

a) But de l'essai

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

b) Principe de l'essai

- Tamiser l'échantillon de sol par lavage (passant au tamis $0.08mm$) et récupérer le Tamisât.
- Sécher l'échantillon dans une étuve.
- Prendre 80g de tamisât sec.
- Imbiber la prise d'essai dans une éprouvette cylindrique en verre de 2 litre contenant un mélange d'eau distillée ou déminéralisée et une solution d'hexamétaphosphate de sodium à 5% ($Na_6(PO_3)_6, 10H_2O$).
- Laisser imbiber pendant au moins 15heurs à température ambiante.
- Agiter vigoureusement la suspension au moyen d'un agitateur manuel
- Retirer l'agitateur manuel, et déclencher au même instant le chronomètre (début de l'essai).
- Plonger le thermomètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre ; procéder à la prise des lectures du

densimètre et de la température aux temps suivants (en minute) : 0,5-1-2-5-10-20-40-80-240-1440.

- Calculer le pourcentage des tamisas et complète la courbe granulométrique.



Figure III.9 : Appareil de sédimentation.

III.4. 3. Les résultats de l'analyse granulométrique

Les résultats de l'analyse granulométrique seront traduits sous forme de courbe appelée (courbe granulométrique) figure III.10

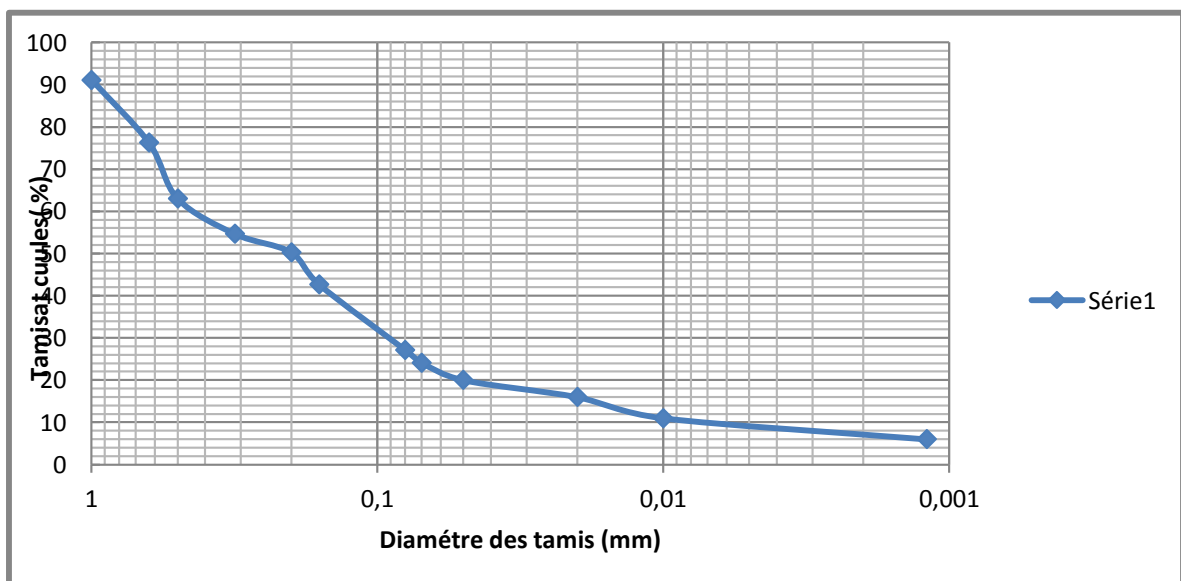


Figure III .10 : Courbe granulométrique (In-Aménas).

III .4.4. Détermination des coefficients d'uniformité et de courbure

La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par le coefficient d'uniformité (Coefficient de hazan), et le coefficient de courbure :

- Coefficient d'uniformité :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.5}{0.01} = 50 \quad (\text{III.2})$$

$20 < C_u \leq 200$ La granulométrie étalée.

Avec :

D_{10} : Diamètre correspond à 10% des tamisât cumulés.

D_{60} : Diamètre correspond à 60% des tamisât cumulés.

Selon la valeur du coefficient d'uniformité, on a cinq classes de granulométrie :

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

- Coefficient de courbure : permet de décrire la forme de la courbe granulométrique :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} = \frac{(0.1)^2}{0.01 * 0.5} = 2 \quad (\text{III.3})$$

$1 \leq C_c \leq 3$ Le sol est bien gradué.

Avec :

D_{30} : Diamètre correspond à 30% des tamisât cumulés.

D_{10} : Diamètre correspond à 10% des tamisât cumulés.

D_{60} : Diamètre correspond à 60% des tamisât cumulés.

Interprétation de résultat :

La courbe granulométrie de notre matériau est étalée. D'après la classification du LCPC (laboratoire centrale des ponts des chaussés) des sols grenus, notre matériau est classé

comme sable bien gradué (SW) est une granulométrie étalée selon les données que nous avons :

- Plus de 50% d'éléments ont un diamètre inférieur à 2 mm et moins de 5 % D'éléments ont un diamètre inférieur à 0.08 mm.
- Un coefficient d'uniformité $C_u > 6$ et $20 < C_u \leq 200$.
- Un coefficient de courbure $1 \leq C_c \leq 3$

Les résultats de l'analyse granulométrique sous forme de courbe :

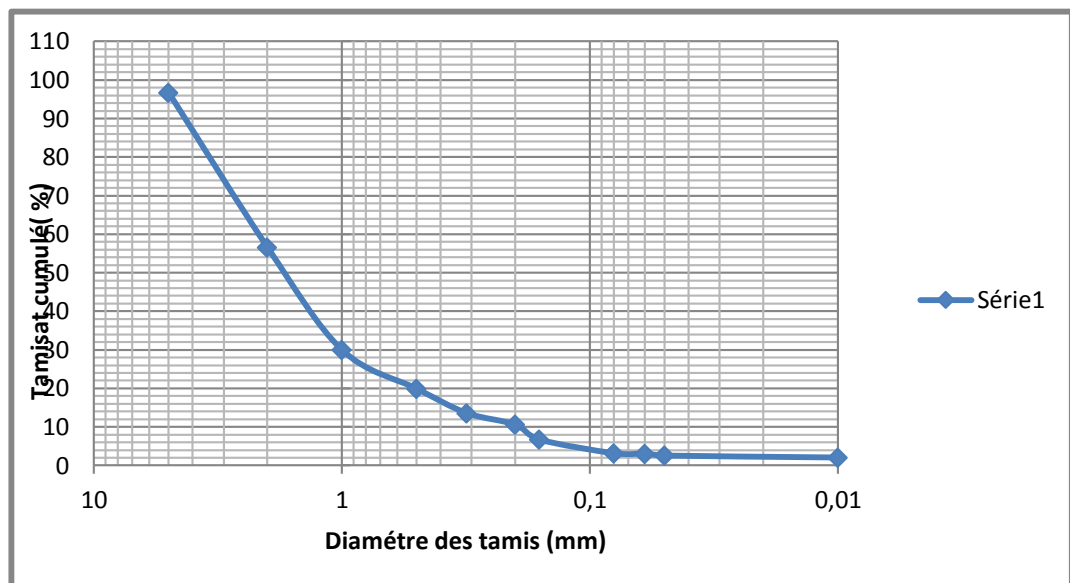


Figure III.11 : Courbe granulométrique (Draa el Mizan)

III .4.5. Détermination des coefficients d'uniformité et de courbure

La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par le coefficient d'uniformité (Coefficient de hazan), et le coefficient de courbure :

- Coefficient d'uniformité

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{2.2}{0.2} = 11 \quad (\text{III.4})$$

$5 < C_u \leq 20$ La granulométrie semi –étalée.

Avec :

D_{10} : Diamètre correspond à 10% des tamisât cumulés.

D_{60} : Diamètre correspond à 60% des tamisât cumulés.

Selon la valeur du coefficient d'uniformité, on a cinq classes de granulométrie :

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

- Coefficient de courbure : permet de décrire la forme de la courbe granulométrique :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = \frac{(1)^2}{0.2 \cdot 2.2} = 2.27. \quad (\text{III.4})$$

$1 \leq C_c \leq 3$ Le sol est bien gradué.

Avec :

D_{30} : Diamètre correspond à 30% des tamisât cumulés.

D_{10} : Diamètre correspond à 10% des tamisât cumulés.

D_{60} : Diamètre correspond à 60% des tamisât cumulés.

Interprétation de résultat :

La courbe granulométrie de notre matériau est semi-étalée. D'après la classification du LCPC (Laboratoire centrale des ponts des chaussés) des sols grenus, notre matériau est classé comme grave propre bien gradué (GW) est une granulométrie semi-étalée selon les données que nous avons :

- Plus de 50% d'éléments ont un diamètre supérieur à 2 mm et moins de 5 % d'éléments ont un diamètre inférieur à 0.08 mm.
- Un coefficient d'uniformité $C_u > 4$ et $5 < C_u \leq 20$.
- Un coefficient de courbure $1 \leq C_c \leq 3$

III .5. Les limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier et à caractériser l'état d'un sol. Autrement dit, ce sont des teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol.

L'essai est applicable à des éléments de sol passant à travers un tamis d'une dimension de $400\mu\text{m}$ (0.40 mm). Ces limites sont :

La limite de liquidité W_l : est la teneur en eau d'un sol qui sépare l'état liquide et l'état plastique. Elle se détermine à l'aide de l'appareil de casagrande.

La limite de plasticité W_p : est la teneur en eau d'un sol caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide.

Indice de plasticité I_p : Différence entre les limites de liquidité et de plasticité, cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

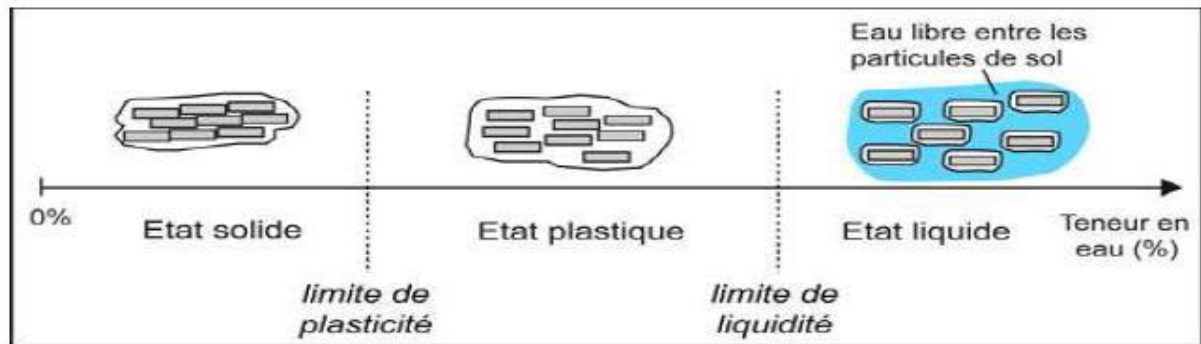


Figure III .12 : Limite d'Atterberg.

III.5 .1. Principe de l'essai

L'essai s'effectue en deux phases :

- la recherche de la limite de liquidité à l'aide de l'appareil de casagrande.
- la recherche de la limite de plasticité, au rouleau.

III .5.2. Appareillage

- Echantillon de sol de moins de $400\mu_m$.
- Appareil de casagrande.
- Coupelle.
- L'outil à rainure en V.
- Une balance électrique.
- Spatule.

III .5.3. Détermination de la limite de liquidité W_l

Pour déterminer la limite de liquidité on prend une masse de 70g, et étaler avec la spatule en plusieurs couches pour éviter les bulles d'air, dans la partie avant de la coupelle de telle sorte à ce quelle soit uniforme sans remplir totalement la coupelle, On trace une rainure au milieu de la couple, on fixe soigneusement la coupelle sur le support de l'appareil de casagrande.

Produire des séries de chocs en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1 cm.



Figure III.13: Détermination de la limite de liquidité

III.5.4. Détermination de la limite de plasticité W_p

Pour déterminer la limite de plasticité, on forme une boulette à partir de la pate préparée. A l'aide de la paume de main, on roule la boulette sur une plaque lisse de façon à lui donner la forme d'un rouleau, sans creux, qui s'amincit progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne $3\text{mm} \pm 0,5\text{ mm}$ de diamètre et une longueur de 10cm.

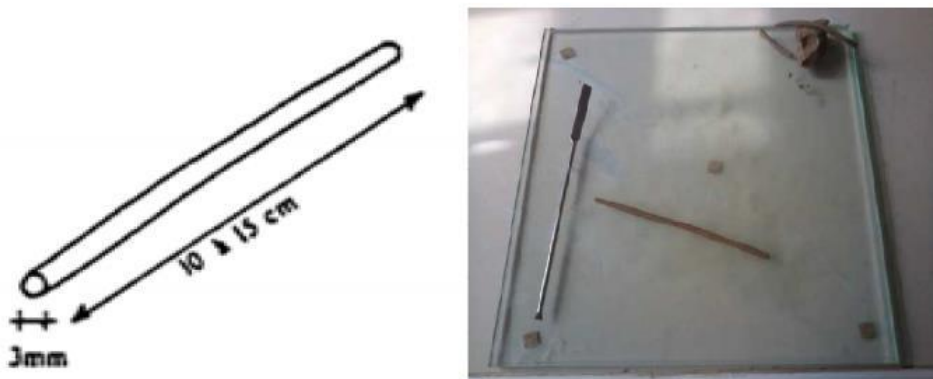


Figure III .14 : La confection du rouleau

III.5.5. L'indice de plasticité I_p

Cet indice définit l'étendue du domaine plastique du sol entre les limites de liquidité et de plasticité :

$$I_p = W_l - W_p \quad (\text{III.5})$$

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Sol non plastique
$5 < I_p < 30$	Sol peu plastique
$30 < I_p < 50$	Sol plastique
$50 < I_p$	Sol très plastique

III.5.6. Les résultats des limites d'Atterberg

III.5.6.1. In-Aménas.

✓ Limite de liquidité.

Tableau III.4: Limite de liquidité du matériau.

	1 ^{er} essai		2 ^{eme}		3 ^{eme}		4 ^{eme}	
Nombre coups	27		25		23		22	
Numéro de la tare	1	2	3	4	5	6	144	14
Masse de la tare (mt)	21.1	26.8	26.8	17.3	17.3	20.7	27.4	25.9
Masse totale humide (m h)	30.9	35.2	41.9	29.7	32.5	29.6	37.5	34.0
Masse totale sec (ms)	28.9	33.4	38.6	27	29.1	27.6	35.3	32.3
Teneur en eau w%	25.64	27.27	27.96	27.83	28.81	28.98	27.84	26.56
W moyenne %	26.45		27.89		28.89		27.2	

On trace la courbe de la teneur en eau en fonction de nombre de coups, on tire W_l à 25 coups à l'échelle logarithme:

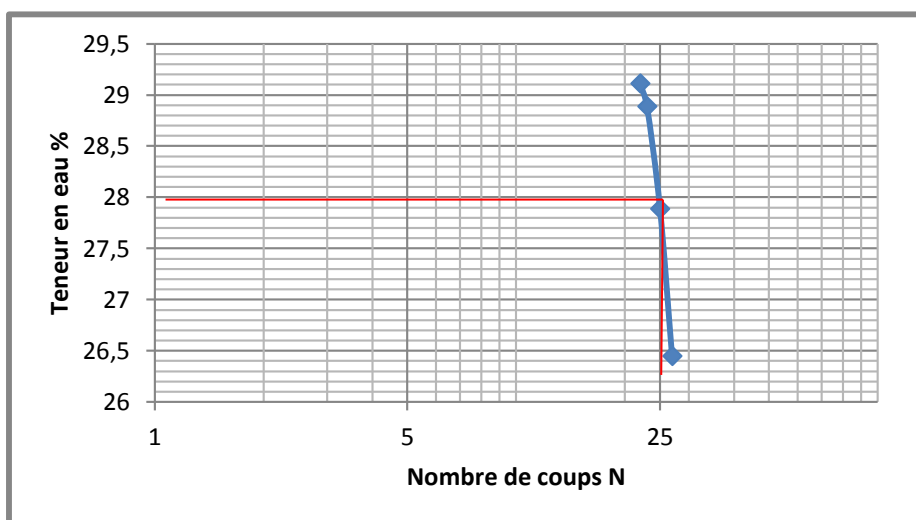


Figure III.15: la limite de liquidité.

A partir de cette courbe on tire la limite de liquidité à 25 coups et elle est égale à 27.89%.

✓ Limite de plasticité :

Tableau III.5 : limite de plasticité.

	1 ^{er} essai		2 ^{eme} essai		3 ^{eme} essai		4 ^{eme} essai	
Numéro de la tare	15	6	14	8	17	7	5	19
Masse de la tare	13.1	13.2	12.8	13.0	13.2	12.5	12.9	24.0
Masse total humide	20.4	19.0	16.9	16.6	20.5	17.0	17.8	28.8
Masse total sec	19.3	17.9	16.2	16.0	19.3	16.3	17.1	28.1
Teneur en eau W%	17.74	23.40	20.58	20	19.67	18.42	16.66	17.07
W% moyenne	20.57		20.29		19.04		16.86	

Moyenne de la limite de plasticité $W_p = 18.73 \%$

- **Détermination de l'indice de plasticité I_p :**

$$I_p = W_L - W_p = 27.89 - 18.73 = 9.16\% \quad (\text{III.6})$$

Tableau III.6 : Classification selon l'indice de plasticité (ATTERBERG).

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Sol non plastique
$5 < I_p < 30$	Sol peu plastique
$30 < I_p < 50$	Sol plastique
$50 < I_p$	Sol très plastique

D'après le tableau de classification de l'indice de plasticité, le sol étudié est un sol peu plastique.

Tableau III.7 : Synthèse des résultats (In-Aménas).

Paramètres déterminées	Moyenne
$W_l \%$	27.89
$W_p \%$	18.73
$I_p \%$	9.16

- **Détermination de l'indice de consistance I_C :**

$$I_C = \frac{W_L - W}{I_P} \quad (\text{III.7})$$

$$I_C = 2.83$$

L'appréciation de la plasticité de l'argile selon les valeurs des limites d'Atterberg, sont donnée dans le tableau III.9 :

Tableau III.8 : état de consistance des sols en fonction de I_C .

I_C	Appréciation
0-0.25	Pâteux
0.25-0.50	Mou
0.50-0.75	Ferme
0.75-1	Mi dur
> 1	Dur

D'après le tableau la classification de l'indice de consistance, l'état du sol est dur.

III.5.6.2. Draa El Mizan :

- ✓ Limite de liquidité

Tableau III.9: Limite de liquidité du matériau.

	1 ^{er} essai		2 ^{eme}		3 ^{eme}		4 ^{eme}	
Nombre coups	33		30		23		22	
Numéro de la tare	1	2	3	4	5	6	7	8
Masse de la tare	25.0	24.0	29.1	27.6	25.0	30.9	23.5	20.4
Masse totale humide	34.4	31.9	38	34.6	34.9	36.4	32.4	25.7
Masse totale sec	30.6	28.7	34.3	31.6	30.7	33.4	28.6	23.4
Teneur en eau w%	67.85	34.04	71.15	75.00	73.68	120	74.50	76.66
Moyenne	50.94		73.07		96.84		75.58	

On trace la courbe de la teneur en eau en fonction de nombre des coups, on tire W_l à 25 coups à l'échelle logarithme:

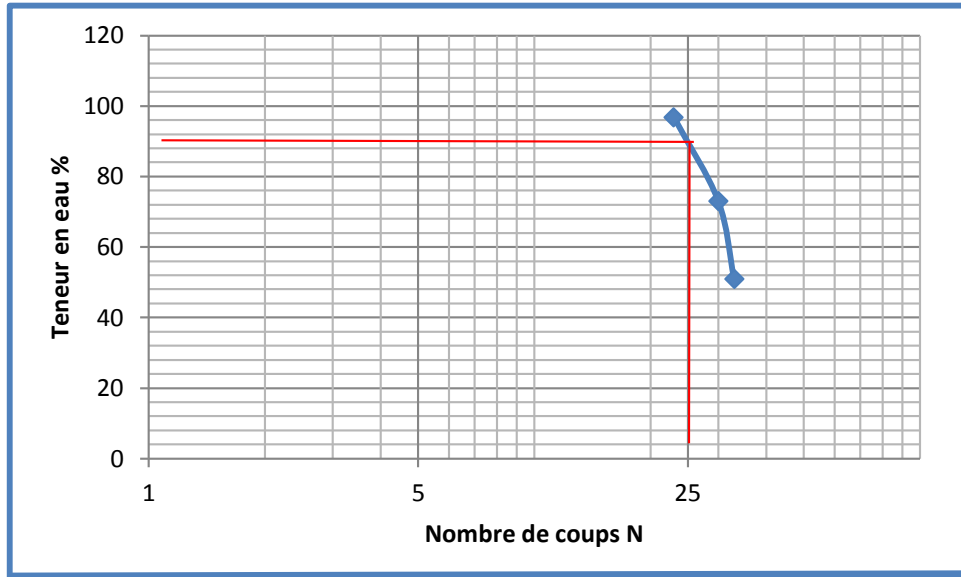


Figure III.16 : La limite de liquidité

A partir de cette courbe on tire la limite de liquidité à 25 coups qui est égale 88 %

✓ Limite de plasticité.

Tableau III.10 : Limite de plasticité

	1 ^{er} essai		2 ^{eme} essai		3 ^{eme} essai		4 ^{eme} essai	
Numéro de la tare	2	6	1	3	5	4	7	8
Masse de la tare	20.8	24.6	1705	1704	21.0	20.8	23.9	24.7
Masse total humide	25.3	28.3	20.9	22.5	25.1	27.1	28.8	28.9
Masse total sec	23.8	27.0	19.7	20.7	23.8	25.1	27.1	27.4
Teneur en eau W%	50.00	54.16	59.09	54.54	46.42	46.51	53.12	55.5
W% moyenne	52.08		56.81		46.66		54.33	

Moyenne de la limite de plasticité $W_p = 52.47 \%$

• Détermination de l'indice de plasticité I_p :

$$I_p = W_L - W_p = 88 - 52.47 = 35.53\% \quad (\text{III.8})$$

Tableau III.11 : Classification selon l'indice de plasticité (ATTERBERG).

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Sol non plastique
$5 < I_p < 30$	Sol peu plastique
$30 < I_p < 50$	Sol plastique
$50 < I_p$	Sol très plastique

D'après le tableau de classification de l'indice de plasticité, le sol étudié est un sol plastique.

Tableau III.12 : Synthèse des résultats (Draa El Mizan).

Caractéristiques déterminées	Moyenne
W_l %	88
W_p %	52.47
I_p %	35.53

- *Calcul de l'indice de consistance I_C :*

$$I_C = \frac{W_L - W}{I_P} \quad (\text{III.9})$$

$$I_C = 2.32$$

L'appréciation de la plasticité de l'argile selon les valeurs des limites d'Atterberg, sont donnée dans le tableau :

Tableau III.13 : état de consistance des sols en fonction de I_C .

I_C	Appréciation
0-0.25	Pâteux
0.25-0.50	Mou
0.50-0.75	Ferme
0.75-1	Mi dur
> 1	Dur

D'après le tableau la classification de l'indice de consistance, l'état du sol est dur.

- ❖ Classification des sols sur l'abaque de Casagrande

En 1932, Casagrande proposa un diagramme de plasticité permettant d'identifier les sols à grains fins à partir des limites d'Atterberg.

Le diagramme (figure III.17) est divisé en deux zones par la ligne A.

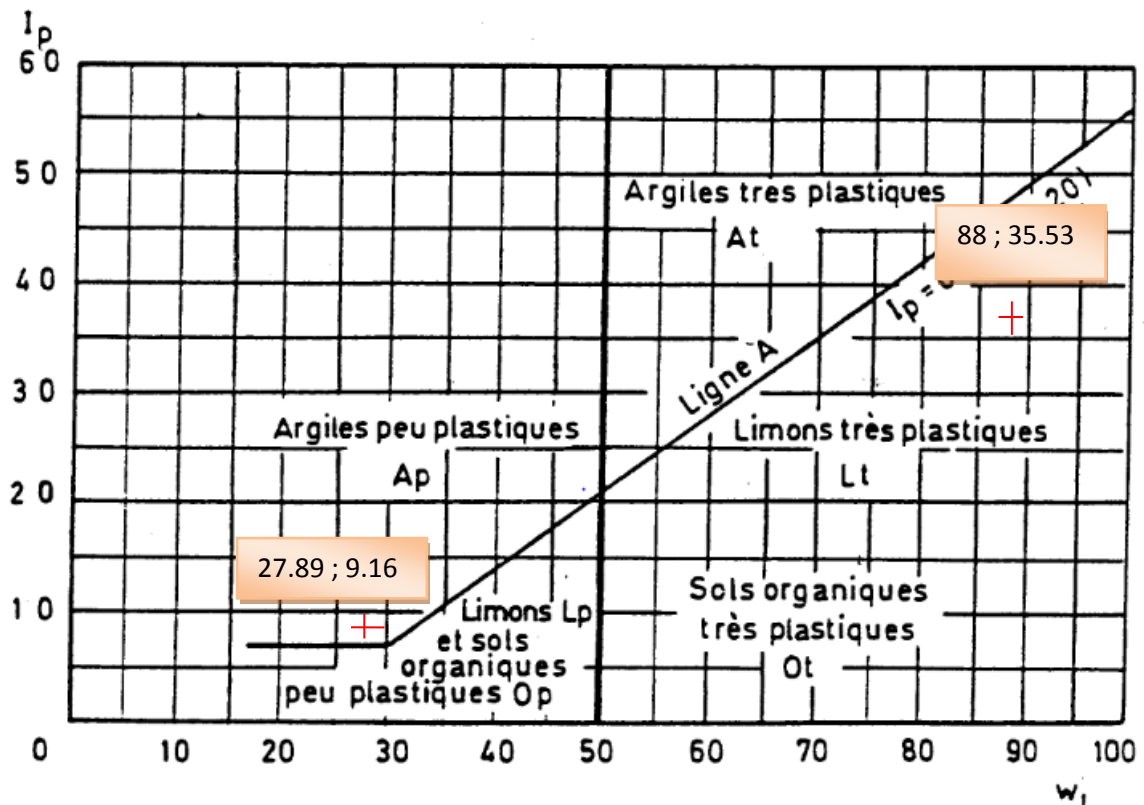


Figure III.17: Représentation des limites d'Atterberg sur l'abaque de CASAGRANDE

L'indice de plasticité du sol d'In-Aménas est égal à 9.16, donc d'après l'abaque de Terzaghi on peut dire que le matériau étudié est une *Argile peu plastique*

$$\text{Car : } 5 < I_p < 30$$

L'indice de plasticité du sol de Draa El Mizan est égal à 35.53, donc d'après l'abaque de Terzaghi on peut dire que le matériau étudié est un *Limon très plastique*

$$\text{Car : } 30 < I_p < 50$$

III .6. Les masses volumiques

III.6.1. La masse volumique des particules solide ρ_s (NF P 94-054) - Méthode du pycnomètre à eau

La masse volumique des particules solides du sol (ρ_s) est le quotient de la masse sèche de ces particules (M_s) par leur volume (V_s).

Vu l'hétérogénéité du sol, l'essai permet la détermination de la masse volumique moyenne des particules et éléments solides constituant un échantillon. La masse volumique des particules sert par la suite à déduire d'autres caractéristiques du sol tels que l'indice des vides, le degré de saturation et la porosité.

III.6.1.1. Principe de l'essai

Une masse $M_5 = 50g$ (fraction du matériau dont les éléments sont inférieurs à 2 mm) de sol séché (par passage à l'étuve à 105°C jusqu'à constance de la masse) est introduite dans un récipient contenant de l'eau distillée.

Le mélange est ensuite désaéré par ébullition pendant au moins 1 heure sur une plaquette chauffante (pour les matériaux insensibles à la chaleur), ou utiliser une pompe à vide.

Après être assuré qu'aucune bulle d'air n'est piégée entre les particules solides, on détermine avec un très grand soin le volume d'eau déplacée par les particules solides.



Figure III.18 : Equipement de l'essai (pycnomètre).

La masse volumique des particules solides est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\rho_s = \frac{\rho_w(M_2 - M_1)}{(M_4 - M_1 + M_2 - M_3)} \text{ (g/cm}^3\text{)}. \quad (\text{III.10})$$

Avec :

M_1 : Pycnomètre + bouchon (vide).

M_2 : Pycnomètre + particule solide + bouchon.

M_3 : Pycnomètre + particule solide + bouchon+ eau.

M_4 : Pycnomètre + eau +bouchon.

Masse de l'eau ($M_4 - M_1 + M_2 - M_3$).

Masse volume d'eau $\rho_w = 1g/cm^3 = 1000kg/cm^3$



Fig. III.19: Pesée du pycnomètre à vide



Fig. III.20 : Pesée (pycnomètre + matériau)



Fig. III .21: Chauffage pour expulsion des bulles d'air

Les résultats de cet essai pour le matériau d'In-Amenas sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Résultat de la détermination de la masse volumique : In-Aménas

Masse	Essai 1	Essai 2	Essai 3
M_1	207.0	207.0	207.0
M_2	257.5	257.5	257.5
M_3	787.5	785.9	790.2
M_4	770.7	770.7	770.7
ρ_s	$\rho_s = 1.49$	$\rho_s = 1.49$	$\rho_s = 1.12$
ρ_s moyenne	$\rho_s = 1.21 \text{ (g/cm}^3\text{)}$		

Tableau III.15 : La masse volumique des particules solides des deux matériaux :

Région	In-Aménas	Draa el Mizan
$\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.21	1.38

III.6.2. Masse volumique humide ρ_h (NF P 94-053)-Méthode par immersion dans d'eau La masse volumique humide est déterminée par pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné)

La prise d'essai, après taille éventuelle, est immédiatement pesée, et est paraffinée aussitôt après. Une fois revenue à la température de la salle d'essai, elle est pesée à l'air libre, puis est placée dans le panier suspendu à l'étrier de la balance et est immergée afin d'être pesée avec la balance hydrostatique.

**Figure III.22** : Principe et matériels de la pesée hydrostatique.

$$M_{\text{parffine}} = M_{\text{humide +parffine}} - M_{\text{humide}}.$$

$$\text{Volume brut} = M_{\text{humide +parffine}} - M_{\text{matériau dans l'eau}}.$$

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

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

$$\text{Densité humide } \rho_h = \frac{\text{Masse humide}}{\text{Volume net}} \text{ (t/m}^3\text{)}. \quad (\text{III.11})$$

$$\text{Densité sèche } \rho_s = \frac{\rho_h}{w+100} * 100 \left(\frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right)$$

$$\text{La teneur en eau de saturation : } w_s = \left(\frac{1}{\gamma_{d\text{moyenne}}} - \frac{1}{\gamma_s} \right) * 100$$

$$\text{Avec } \gamma_s = 2.7 \left(\frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right) \text{ ou } \left(\frac{1}{\gamma_d} - 0.37 \right) * 100$$

Tableau III.16 : Détermination de la masse volumique humide (In-Aménas).

Echantillon	1	2	3
Masse de l'échantillon humide(g)	21.7	23.02	7.1
Masse humide d'échantillon Paraffiné à l'air (g)	22.8	24.6	7.5
Masse de l'échantillon Paraffiné immergé(g)	10.6	10.0	3.2
Masse de la paraffine (g)	0.88	0.88	0.88
Volume brut (cm ³)	12.2	14.6	4.3
Volume Paraffine cm ³)	1.25	1.79	0.45
Volume net cm ³)	10.95	12.81	3.85
$\rho_h(g/cm^3)$	1.98	1.79	1.84
ρ_h moyenne	$\rho_h = 1.87$		

Tableau III.17 : La masse volumique humide de deux matériaux :

Région	In-Aménas	Draa el mizan
$\rho_h(\frac{g}{cm^3})$	1.87	1.99

III.6.3. Masse volumique sèche ρ_d (NF P 94-064)

La masse volumique sèche d'un échantillon de roche est le quotient de sa masse (ms) sèche par le volume (v) qu'il occupé.

$$\rho_d = \frac{ms}{v} \quad (\text{III.13})$$

$$P_s = \frac{P_h}{(1 + w)}$$

L'essai consiste à sécher puis à mesurer la masse et le volume d'un échantillon de roche.

La masse de l'échantillon est obtenue par pesage, après séchage dans une étuve portée à 105° c jusqu'à masse constante, et son volume est déduire de pesées dont une est hydrostatique.

Tableau III.18 : Détermination de la densité sèche (In-Aménas).

Volume totale $V_t (cm^3)$	10.95	12.81	3.85
Masse humide $Ph(g)$	21.7	23.02	7.1
Masse des grains solides $Ps (g)$	18.23	19.34	5.96
Densité sèche (g/cm^3)	0.68	0.61	0.63
ρ_a moyennes (g/cm^3)	0.64		

Tableau III .19: Masse volumique sèche des deux matériaux :

Région	In-Aménas	Draa el mizan
Masse volumique sèche $\rho_a (g/cm^3)$	0.64	1.11

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessous, on peut classer la masse volumique calculée pour l'échantillon étudié.

Tableau III.20: classification de la densité en fonction de la masse volumique séché.

$\rho_a (g/cm^3)$	Appréciation
< 1.6	Faible
1.6-1.8	Moyenne
> 1.8	Dense

Donc l'appréciation des deux matériaux sont faible.

III.7. La valeur de bleu de méthylène par l'essai à la tache (NF P 94-068)

L'essai au bleu constitue un des essais d'identification et de la classification des sols, il a pour objectif la détermination de la quantité de particules argileuses présentes dans un échantillon de matériau.

III.7.1. Principe de l'essai

L'essai a consisté à mesurer la quantité de bleu de méthylène dans un échantillon de sol mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol. Le sol adsorbera d'autant plus de bleu de méthylène que la quantité d'argile qu'il contient est importante.



Figure III.23 : Matériel d'essai au bleu de méthylène + échantillon.

Le matériau sera introduit dans un récipient avec 500 ml d'eau distillée, puis agité à 700t/mn pendant 5 minutes. Une fois l'opération terminée on introduira dans le mélange à 400t/mn des Volumes de bleu de méthylène de l'ordre de 5 cm^3 à 10 cm^3 progressivement, en prenant une tache à laide d'une tige en verre sur papier filtre.

- Si la goutte centrale bleu est entourée d'une zone humide incolore le test est Négative on continue le dosage au bleu.
- Si le test est positive, la zone humide est teintée de bleu c'est-à dire on arrête le dosage.

La valeur de bleu de sol est donnée par la relation suivante :

$$\text{VBS} = \text{Mb} / \text{Ms}. \quad (\text{III.15})$$

$$\text{Mb} = \text{V} * 100.$$

Avec :

Mb : La masse de bleu permettant la saturation par adsorption (g).

Ms : La masse sèche de la prise d'essai (g).

V : Volume de bleu méthylène utilisée (cm^3)

Les résultats de l'essai de bleu:

- La valeur de bleu de méthylène pour l'échantillon De In-Aménas :

$$\text{Mb} = \text{V} * 0.01 = 85 * 0.01 = 0.85$$

$$\text{VBS} = \text{Mb} * 100 / \text{Ms} = 0.85 * 100 / 30 = 2.83$$

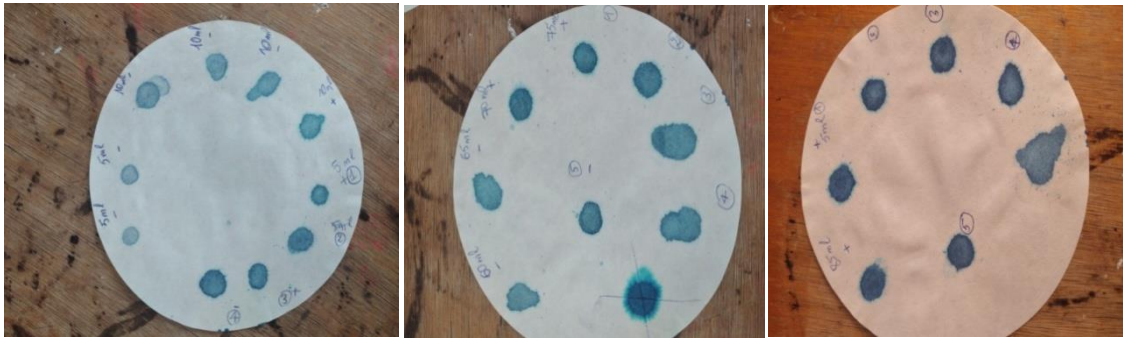


Figure III.24 : Essai du bleu de méthylène sur le papier filtre (In-Aménas)

- La valeur de bleu de méthylène pour l'échantillon de Draa el mizan :

$$Mb = V \cdot 0.01 = 220 \cdot 0.01 = 2.2$$

$$VBS = Mb \cdot 100 / Ms = 2.2 \cdot 100 / 30 = 7.33$$

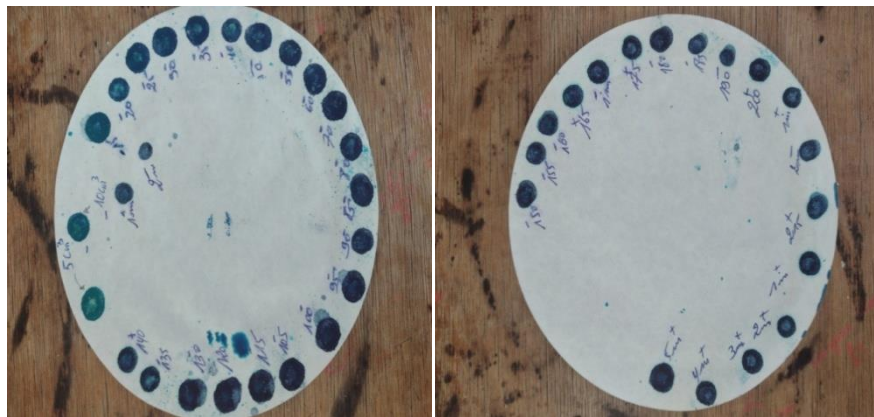


Figure III.25 : Essai du bleu de méthylène sur papier filtre (DRAA EL MIZANE)

La valeur du bleu de méthylène VBS permet de classer les sols selon leur teneur en argile comme suivant :

Tableau III.21 : Classe des sols en fonction du VBS.

Valeur du VBS	Commentaire
$VBS < 0.1$	Sol insensible ou peu sensible à l'eau
$0.1 < VBS < 0.2$	Apparition de la sensibilité à l'eau
$0.2 < VBS < 1.5$	Sol sablo-argileux
$1.5 < VBS < 2.5$	Sol sablo-limoneux
$2.5 < VBS < 6.0$	Sol limoneux
$6.0 < VBS < 8.0$	Sol argileux
$VBS > 8.0$	Sol très argileux

Interprétation des résultats :

Nous avons obtenu après le calcul de VBS que le sol de In-Aménas c'est un sol limoneux par contre le sol de Draa el mizan est un sol argileux.

III.8. Indice des vides (e)

L'indice des vides noté e est le rapport exprimé en pourcentage entre le volume des vides V_V et le volume solide V_S , il permet de savoir si notre matériau est dans l'état serré ou lâche.

IL est déterminé par la relation suivante :

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad (\text{III.16})$$

Sachant que l'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés (ρ_s et ρ_d)

selon la formule : $e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$

Vu que les masses volumiques sont déterminées, on déduit l'indice des vides par la deuxième relation.

Tableau III.22 : Résultat des deux matériaux.

Matériau	L'indice des vides e (%)
In-Aménas	89.06
Draa el mizan	24.3

III.9. Degré de saturation (S_r)

Le degré de saturation noté S_r est le rapport entre le volume d'eau et le volume des vides dans le sol. C'est un paramètre sans dimension qui est souvent exprimé en pourcentage.

Le degré de saturation peut varier de 0%(sol sec) à 100%(sol saturés).

$$S_r = \frac{V_e}{V_v} * 100 \quad (\text{III.17})$$

Il peut aussi être défini par la formule suivante :

$$S_r = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \frac{w}{e} (\%)$$

$$\rho_w = 1(\text{g/cm}^3)$$

Donc le degré de saturation de deux matériaux :

Tableau III .23 : Le degré de saturation des deux matériaux.

Matériau	Le degré de saturation S_r
In-Aménas	2.58
Draa el mizan	44.40

Tableau III.24 : L'état de saturation du matériau (D'après TERZAGHI).

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

Interprétation des résultats :

D'après la valeur calculée pour le degré de saturation du sol d'In-Aménas, ce dernier est dans un état légèrement humide qui tend vers un état de sécheresse. Par contre le sol de Draa el mizan est dans un état humide, non saturé.

III.10. Porosité (n)

La porosité est le rapport du volume des vides (V_v) au volume totale (v). Elle peut s'exprimer en pourcentage ou sans dimension.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (\text{La porosité est toujours inférieure à 1}).$$

La porosité a une signification analogue à celle de l'indice des vides. Elles sont liées par la formule :

$$n = \frac{e}{(e+1)} \times 100 \quad (\text{III.18})$$

$$n = 47.10 \%$$

Tableau III.25 : Résultats obtenus des deux matériaux.

Région	W(%)	$\rho_s(g/cm^3)$	$\rho_h(\frac{g}{cm^3})$	$\rho_d(\frac{g}{cm^3})$	e (%)	S_r (%)	n(%)
In-Aménas	1.90	1.21	1.87	0.64	89.06	2.58	47.10
Draa el Mizan	7.82	1.38	1.99	1.11	24.3	44.40	19.54

III .11 .Corrélation lies aux caractéristiques des sols compactés

La mécanique des sols saturés classique utilise les corrélations entre les paramètres comme étant :

- Un moyen de contrôle des résultats des essais en place et en laboratoire.
- Un moyen de déduction de valeurs complémentaires de certains paramètres en fonction des autres.
- Une méthode pour estimer certaines propriétés des sols tels que les paramètres mécaniques en fonction des caractéristiques déjà mesurés en l'occurrence propriétés physiques (densité, teneur en eau...).

III. 12 .Conclusion

Dans ce chapitre nous avons identifié et présenté les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés. Celles-ci sont considérées comme données indispensable pour toutes les études géotechniques.

Les essais d'identification permettent de classer les sols, et les reconnaître facilement.

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

Les essais d'identification des deux matériaux selon la classification LCPC, le matériau d'In-Aménas est un sable bien gradué par contre le matériau de Draa el mizan est un grave propre bien gradué par le bilan des paramètres géotechniques et selon certain corrélation non avons estimé le poids volumique γd_{max} et teneur en optimal sont passé par le compactage.

CHAPITRE IV :
LES ESSAI DE PERMEABILITE

IV.1. Introduction

La stabilité des ouvrages est liée directement à la nature du sol support. Ce dernier, présente des caractéristiques mécaniques qui lui procurant une capacité portante bien précise.

Pour évaluer les qualités mécaniques des sols, deux essais mécaniques (essai de perméabilité et essai oedométrique) ont été réalisés au laboratoire de recherche LGEA de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. L'essai de perméabilité est réalisé sur les deux échantillons celui de Draa El Mizan et In-Amenas, et l'essai oedométrique est réalisé juste pour l'échantillon prélevé du site de Draa El Mizan.

Vu l'importance primordiale de la connaissance de la succion dans l'étude des sols non saturé, un essai de succion est effectuée en utilisant la technique de papier filtre sur l'échantillon de In-Amenas.

Les deux essais les plus couramment utilisés sont les essais de perméabilité à charge constante et à charge variable. Notre étude est basée sur les sols fins, à cet effet le dispositif utilisé est un perméamètre à charge variable.

IV.2. l'essai de perméabilité à charge variable

L'essai de perméabilité à charge variable convient aux sols les moins perméables comme les argiles et les marnes. Suivant la norme ASTM D2434 qui le décrit, cet essai doit satisfaire les conditions suivantes :

- L'écoulement d'eau à travers l'échantillon est laminaire et variable.
- L'écoulement est saturé et ne subit pas de changement de volume durant l'essai

IV .2.1. Les étapes de déroulement des essais

L'essai s'effectue en trois étapes qui sont :

- 1- La mise en place de l'échantillon dans le moule de perméamètre.
- 2- La saturation de l'échantillon.
- 3- La détermination de coefficient de perméabilité.

- La mise en place de l'échantillon dans le cylindre du perméamètre

On effectue l'essai de perméabilité à charge variable sur des échantillons représentatifs (L'échantillon N01 (sol d'In-Aménas), l'échantillon N02 (sol de Draa el Mizan)), séché à l'air libre.

On dépose un papier filtre à la base de moule du perméamètre.

On place l'échantillon dans le moule de perméamètre à charge variable.

On complète le montage en insérant la tête du perméamètre (moule) et en fixant fermement celle-ci avec des écrous.

On met le tout dans un autre moule de volume supérieur au premier.

- La saturation de l'échantillon

La présence des bulles d'air dans les vides des échantillons, compte tenue des faibles dimensions de l'échantillon dans le perméamètre, a pour effet d'abaisser la valeur de coefficient de perméabilité. Pour éliminer ces bulles, on doit saturer l'échantillon. Quand le perméamètre est installé, on branche son entrée d'eau au réservoir à charge variable et on complète la saturation. En ouvrant la valve de purge pour chasser l'air du tuyau d'entrée d'eau. Dès que l'eau commence à jaillir hors de la valve de purge, on referme celle-ci. Dès que l'eau commence à sortir de trop plein du moule, on ferme la valve reliant le réservoir et le perméamètre.

- La détermination de coefficient de perméabilité

Lorsque l'échantillon est saturé, tuyau verticale est relié au cylindre du perméamètre, et l'eau s'infiltré vers le bas. Le niveau d'eau dans le tuyau vertical tombe en permanence les flux d'eau.

On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau dans le tube de section connue descende du niveau h_1 au niveau h_2 .

On mesure ensuite la température d'eau.

Le coefficient de perméabilité à la température T est donné par la formule suivante :

$$k_T = \frac{a L}{A t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

a : section du tube.

L : hauteur l'échantillon.

A : section de l'échantillon.

t : temps d'écoulement.

h_1 et h_2 : Charge hydraulique à l'instant t_i .

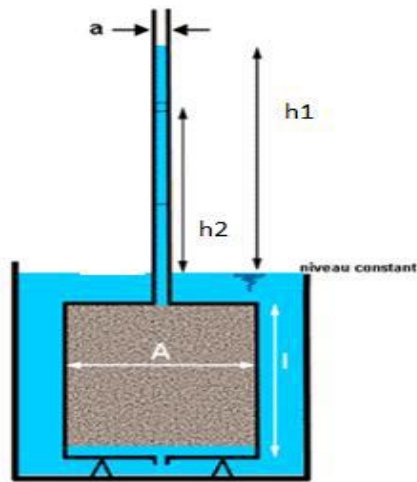


Figure IV .1 : L'essai de perméabilité à charge variable.

IV.2.2. Appareillage

Le perméamètre comporte :

- Une cellule (cylindre) en acier inoxydable de diamètre $\varnothing = 10 \text{ cm}$ et d'hauteur $L = 13 \text{ cm}$.
- Un réservoir d'eau sert à alimenter la cellule.
- Un moule de diamètre $\varnothing = 19.5 \text{ cm}$ et de hauteur $L = 20 \text{ cm}$ avec un trop plein.
- Un panneau de trois tubes en verre relié à la cellule à l'aide de tuyau de différentes sections (Tube 01, Tube 02 et Tube 03 de diamètre $\varnothing = 5, 7, 8 \text{ mm}$ respectivement).
- Deux éponges ou pierres poreuses pour filtrer l'eau.



Figure IV. 2 : Perméamètre à charge variable.

IV .2.3. But de l'essai

Le but de l'essai est la détermination du coefficient de perméabilité des échantillons en utilisant la méthode du perméamètre à charge variable.

IV.2.4. Matériels utilisés

- Perméamètre à tube de verre fermé en bas avec un robinet, il a des tubes piézométriques à différents diamètres.
- L'échantillon du sol.
- Un moule de volume supérieur à la cellule du perméamètre.
- Deux éponges ou pierre poreuse pour filtrer l'eau.
- Chronomètre pour déterminer le temps d'écoulement.

IV.2.5. Mode opératoire

- On commence par amener l'échantillon à la saturation.
- Fermer le robinet reliant le réservoir et le perméamètre.
- L'eau coule à travers l'échantillon à partir d'un tube vertical fixé à la partie supérieure du cylindre.

-On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende de niveau h_1 au niveau h_2 .

IV.2.6.: Etude de la perméabilité à Charge variable des sites d'étude.

Des essais de perméabilité sur des échantillons provenant des deux sites d'étude (In-Amenas et Draa El Mizan), ont été réalisés selon le protocole décrit précédemment (perméabilité à charge variable).

IV 2. 6. 1. Site d'In-Aménas.

IV 2. 6. 1.1. Résultats de l'essai sur le sol d'In-Aménas.

Les résultats de l'essai de perméabilité conduit sur l'échantillon extrait du site d'In-Amenas figurent dans le tableau suivant.

Tableau IV .1: Essai de perméabilité à charge variable.

N° Tube	h_1 (m)	h_2 (m)	t(s)	A (m^2)	$a_1 10^{-6}$ (m^2)	L(m)	$a_1 L/A$ (m)	k_T (m/s)
N°1 Tube	1.15	1	1835	0.00785	3.14	0.13	0.000052	$1.14 \cdot 10^{-8}$
	1.15	0.8	2040	0.00785	3.14	0.13	0.000052	$0.9 \cdot 10^{-8}$
	1.15	0.6	2100	0.00785	3.14	0.13	0.000052	$4.74 \cdot 10^{-8}$
	1.15	0.4	2317	0.00785	3.14	0.13	0.000052	$2.37 \cdot 10^{-8}$
	Moyenne 1							
N° Tube	h_1 (m)	h_2 (m)	t(s)	A (m^2)	$a_1 10^{-6}$ (m^2)	L(m)	$a_1 L/A$ (m)	k_T (m/s)
N°2 Tube	1.15	1	876	0.00785	3.14	0.13	0.000052	$4.08 \cdot 10^{-8}$
	1.15	0.8	1140	0.00785	3.14	0.13	0.000052	$1.65 \cdot 10^{-8}$
	1.15	0.6	1193	0.00785	3.14	0.13	0.000052	$2.83 \cdot 10^{-8}$
	1.15	0.4	1430	0.00785	3.14	0.13	0.000052	$3.84 \cdot 10^{-8}$
	Moyenne2							
Moyenne totale								$2.99 \cdot 10^{-8}$

IV 2. 6. 1.2. Interprétation des résultats

D'après le tableau de l'essai de perméabilité effectué au laboratoire nous constatons que :
Le coefficient de perméabilité présente une différence dans le tube N° 01 par rapport au tube N° 02, une différence qui serait due à la différence des dimensions des diamètres : le tube N°02 présente un plus petit diamètre, par conséquent une plus petite section.

Dans la classification de Terzaghi (tableau IV.2) pour les sols selon leurs caractéristiques de perméabilité et de drainage, le matériau d'In-Amenas est classé comme étant un sable très fin ou silts organiques et inorganiques, mélanges de sable, de silt et d'argile, tills glaciaires dépôts d'argile stratifiés.

On remarque que le temps mesuré pour que l'eau descende du niveau h1 au niveau h2 est court, il est de 2317s.

Tableau IV.2 : Caractéristique de la perméabilité et de drainage des sols (Terzaghi et al, 1996).

		Coefficient de perméabilité m/s									
		10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}
Drainage		Bon drainage				Faible drainage		Presque imperméable			
Type de sol	Graviers propres	Sables propres, mélanges de sables et de graviers propres			Sables très fins, silts organiques et inorganiques, mélanges de sable, de silt et d'argile, tills glaciaires dépôts d'argile stratifiés, etc.			Sols imperméables comme les argiles homogènes sous la zone d'altération			

IV 2. 6. 2. Site de Draa el Mizan

L'essai de perméabilité réalisé sur le matériau extrait du site de Draa El Mizan, a révélé après un temps qui a duré plusieurs jours (plus de 15jours), que le niveau d'eau est resté à sa graduation de départ.

Cette constatation nous donne une vision sur l'état d'imperméabilité du matériau étudié.

Remarque.

Dans le cadre de ce mémoire, le temps à consacrer pour arrêter cet essai est très long, nous nous sommes alors, décidé à ne pas attendre les résultats définitifs et de nous contenter de l'appréciation globale de l'état d'imperméabilité du matériau de Draa El Mizan.

IV.3. Etude du comportement hydrique du sol.

Pour approcher le comportement hydrique du sol, nous avons tenté de déterminer la courbe de rétention d'eau du matériau. Cette courbe met en relation les niveaux de succion que développent le sol, selon son état hydrique (disponibilité de l'eau dans le sol). Cette courbe traduit le comportement du sol selon les différents chargement hydrique que pourrait subir le sol. Elle est une courbe intrinsèque à chaque matériau.

Dans ce qui suit, il est question de déterminer la courbe de rétention pour le matériau d'In-Amenas.

Pour déterminer entièrement cette courbe, nous avons besoin de combiner plusieurs techniques d'imposition et de mesure de la succion (solutions salines saturées, méthode osmotique, mesure au papier filtre..). Dans notre cas, nous nous sommes limités à la méthode du papier filtre (Wathman N°42).

IV. 3. 1. Essai de mesure de la succion par la méthode du papier filtre.

L'essai de mesure de la succion au papier filtre (Whatman n° 42) est une méthode de mesure directe de la valeur de la succion.

les essais ont été réalisés au laboratoire (MDS) de l'université de Mouloud Mammeri, selon la norme anglaise (D5298-03).



Figure IV. 3: Papier filtre Whatman N° 42

IV.3.1.1. Déroulement de l'essai de la succion matricielle

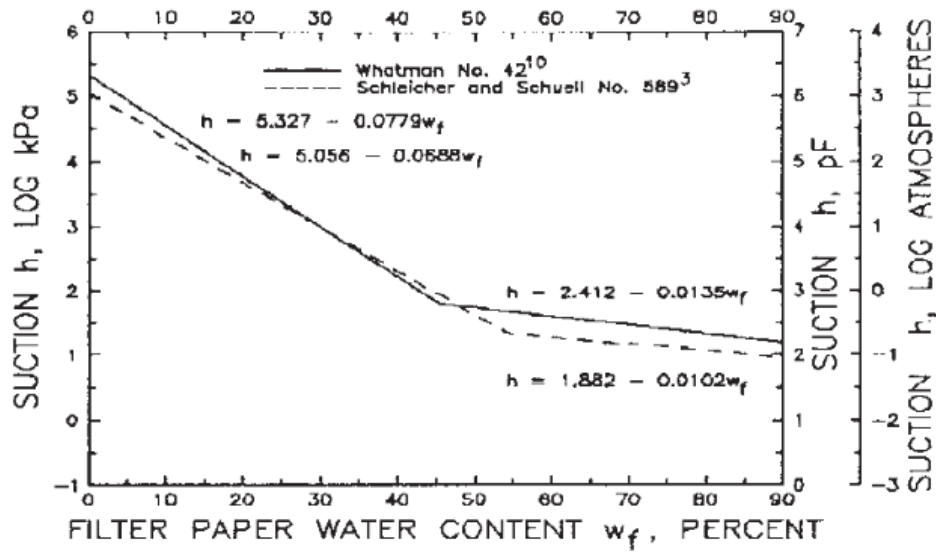
Les essais de mesure des succions matricielles à l'aide du papier filtre (ASTM D 5298-94) sont conduits sur le matériau d'In-Amenas, selon le protocole suivant :

- Une quantité du matériau remanié est imbibée à différentes teneurs en eau pour former des éprouvettes de 2 cm de hauteur, de forme cylindrique ($\varnothing = 5 \text{ cm}$);
- Diviser l'éprouvette en deux couches égales;
- Trois papier filtre étant insérés entre les deux couches;
- Filmer l'ensemble et le mettre dans une boîte hermétique pour éviter le contact avec l'atmosphère;
- Attendre jusqu'à ce que l'équilibre des succions soit atteint entre le sol et le papier filtre;



Figure IV.4 : Protocole de mesure de la succion matricielle au papier filtre Wathman N°42.

- Calcul de la teneur en eau de papier filtre (central) pour la mesure de la succion matricielle;
- Report de la valeur de cette teneur en eau sur la courbe d'étalonnage du papier filtre (figure IV. 5) et déduire la succion correspondante.



NOTE 1—Coefficient of determination $r > 0.99$.

Figure IV.5 : Courbe d'étalonnage du papier filtre (Wathman N°42), ASTM.

IV. 3 2. Résultats des essais de mesure de succions au papier filtre

Les essais de mesure de la suction matricielle au papier filtre ont été conduits uniquement sur des échantillons remaniés d'In-Amenas. Le tableau IV.3, résume le calcul des teneurs en eau des papiers filtres à travers les différents échantillons. Au tableau IV. 4, sont consignés les résultats de détermination des teneurs en eau des différents échantillons du sol.

Tableau IV.3 : Résultats de mesure des teneurs en eau de papiers filtre (Watman N° 42).

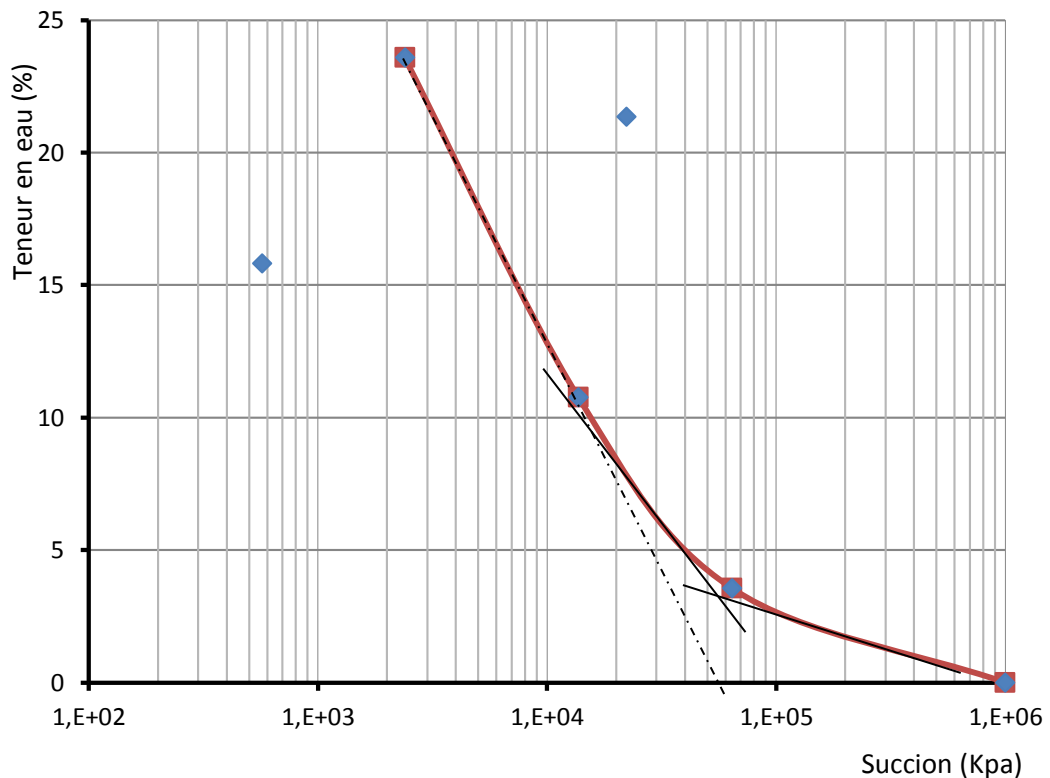
Echantillon	01	02	03	04	05
N° Tare	5	4	1	162	2
Point de la tare	25.094	27.653	25.107	27.379	24.022
La masse de papier filtre initial (g)	0.048	0.163	0.133	0.127	0.133
La masse humide de papier filtre(g)	0.047	0.31	0.254	0.14	0.169
La masse sèche de papier filtre(g)	0.015	0.127	0.1	0.085	0.108
La teneur en eau de papier filtre(%)	21.33	14.40	15.4	64.70	56.48

Tableau IV.4 : Résultat de mesure de la teneur des échantillons.

Echantillon	01	02	03	04	05
La masse humide(g)	27.771	31.751	34.239	33.153	41.435
La masse sèche (g)	27.667	30.369	32.836	32.546	39.502
La teneur en eau (%)	3.55	21.34	23.58	10.77	15.81

IV. 3. 3. Construction de la Courbe de rétention d'eau du sol d'In-Aménas.

La relation des succions mesurées dans le sol avec le niveau de disponibilité de l'eau (teneurs en eau) dans ce dernier, est décrite par la courbe représentée à la figure IV. 6.

**Figure IV.6** : Courbe de rétention d'eau du sol d'In-Aménas.

IV. 3 4. Interprétation

La courbe de rétention d'eau d'un sol est très dépendante des caractéristiques du sol. Elle traduit la relation existant entre l'état d'hydratation du sol et le niveau de succion de ce dernier.

On remarque que le sol étudié suit un chemin de dessiccation lorsque la teneur en eau diminue. La courbe de la figure IV. 6, ne décrit qu'une partie du comportement hydrique de

ce sol selon les quantités d'eau disponibles. Elle représenterai le comportement du coté sec du matériau (la teneur en eau proche de zéro, jusqu'aux environs de 20%).

La comparant à la classification de D. G. Fredlund et al. 1994, (figure IV. 7.), le sol du site de In-Amenas, aurait tendance à avoir un comportement hydrique des sols silteux.

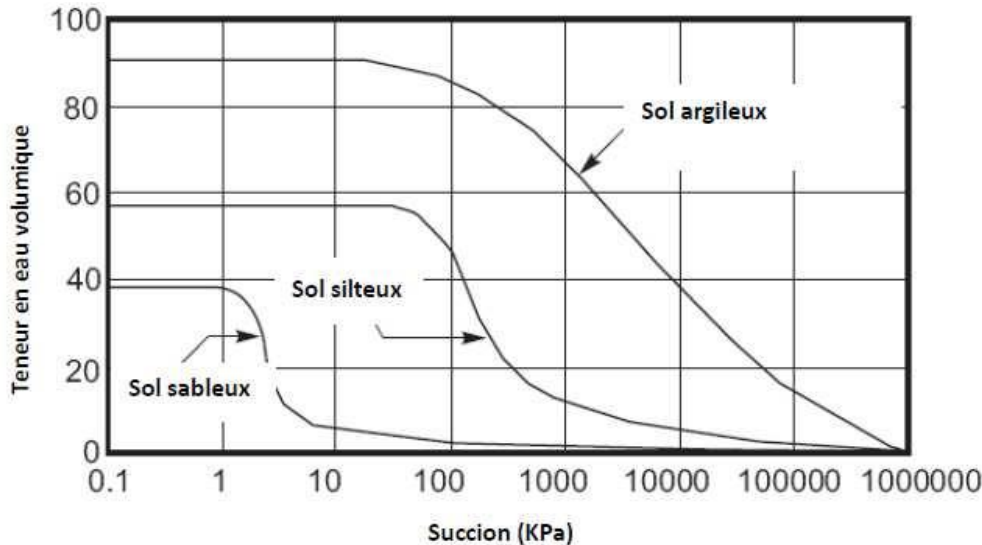


Figure IV. 7. les courbes de rétention pour différents types de sols (D. G. Fredlund et al. 1994)

Le point dont la succion est de 64296KPa et la teneur en eau est de 3.55%, serait le point de désaturation du matériau.

IV.4. Etude du gonflement du sol

Dans cette partie, on s'intéresse au comportement du sol de Draa El Mizan vis à vis du phénomène de gonflement.

Avant d'aborder les essais sur le matériau, il est important dans un premier temps, de rappeler les résultats d'essais oedométriques obtenus au par avant sur le même site (GUENDOUD. M, 2016) dans le cadre du projet de construction de 500/1000 logement AADL.

Cet essai oedométrique permet d'étudier le comportement d'un sol soumis à un accroissement de chargement et d'en déduire l'amplitude des tassements et leur évolution dans le temps sous l'effet des cycles chargement- déchargement.

IV.4.1. Etude du gonflement du sol au laboratoire.

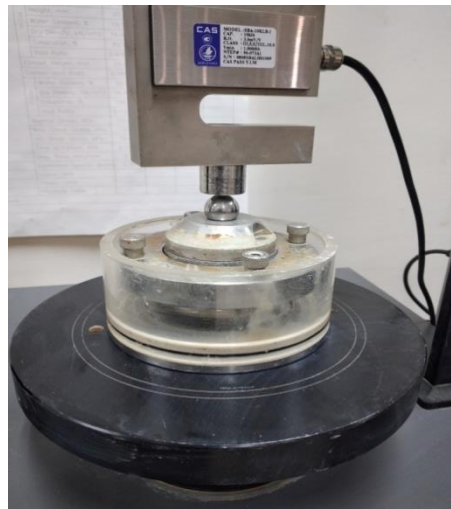
IV. 4. 1.1. Appareillage oedométrique

L'appareillage utilisé, est de marque Geocomp Corporation, assisté par ordinateur, muni d'une unité d'acquisition et d'un logiciel de traitement de données. Il est constitué principalement (voir la figure IV. 6), d'une cellule oedométrique rigide de façon à empêcher toute déformation latérale de l'échantillon, d'un réservoir d'imbibition permettant de garder

l'échantillon saturé tout le long de l'essai, d'un système de chargement (vérin et capteur force) et d'un système de mesure de la variation de hauteur ΔH (capteur de déplacement)



Oedometre à commandes numérique.



Cellule oedométrique.

Figure IV.8 : Appareillage oedométrique

IV.4.1.2. Mode opératoire

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (cellule oedométrique). Un programme d'essai comportant les données concernant l'échantillon et les cycles de chargement-déchargement est introduit à la machine par l'intermédiaire d'un ordinateur.

Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant tout l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants, successivement croissants (chargement) et décroissant (déchargement), on a introduit 23 paliers

Les variations de hauteur de l'éprouvette, sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge et enregistrées par l'unité d'acquisition des données.

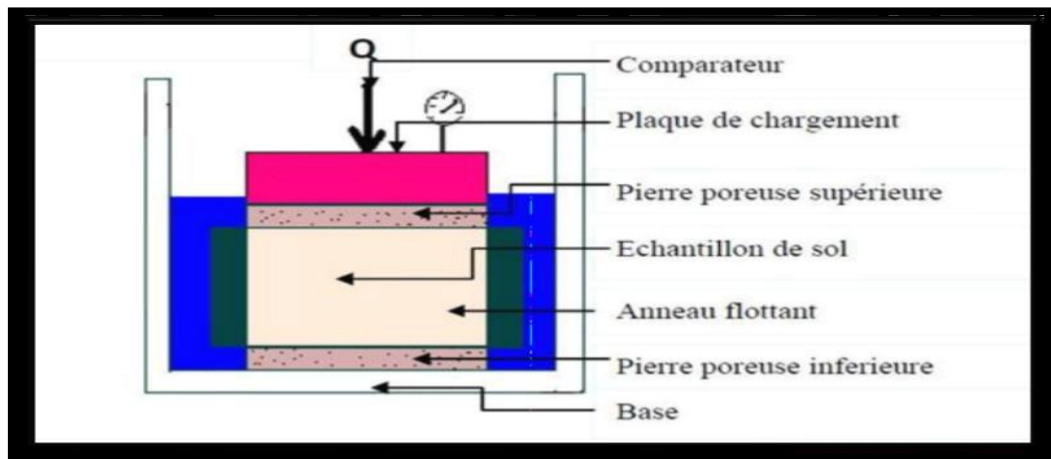


Figure IV.9: Coupe schématisée de la cellule oedométrique (Arabet, 2010)

Une fois l'essai terminé (fin des cycles de chargement-déchargement introduits), les données recueillies par l'unité d'acquisition sont traitées par le logiciel approprié ; un rapport (fichier résultats) est ensuite généré, présentant les différents détails de l'essai sous forme de tableaux et de courbes.

IV.4. 1. 3. Caractéristiques obtenues à l'oedomètre

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbe oedométrique (courbe de compressibilité) $e = f(\log \sigma')$. D'une manière générale, la courbe de compressibilité, traduit la variation de l'indice des vides du sol mesuré à la fin de chaque palier de chargement, en fonction de la contrainte verticale effective correspondante.

Elle peut être caractérisée par les paramètres suivants :

- La pression de pré-consolidation σ'_p : correspond à l'abscisse du point d'intersection des deux rectilignes droites DL et MN de la courbe de compressibilité oedométrique (Figure IV.8) Elle correspond à la contrainte maximale qu'a subie le sol durant son histoire géologique.
- Indice de gonflement C_g : (appelé aussi indice de recompression C_s , pour le distinguer des paramètres caractérisant le comportement des sols gonflants), il traduit le gonflement ou la recompression du sol au cours du déchargement.

C'est la pente de la droite DL parallèle à la droite AB de la figure IV. 5 (AB représente la pente moyenne de la boucle de déchargement-rechargement), son expression est donnée par la relation :

$$C_g \text{ ou } C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)} \right|$$

- Indice de compression C_c : il traduit la compression du sol en phase de chargement. C'est la pente de la droite MN qui linéarise la partie droite assez rectiligne et de pente plus accentuée

L'expression de cette pente est donnée par la relation :

$$C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)} \right|$$

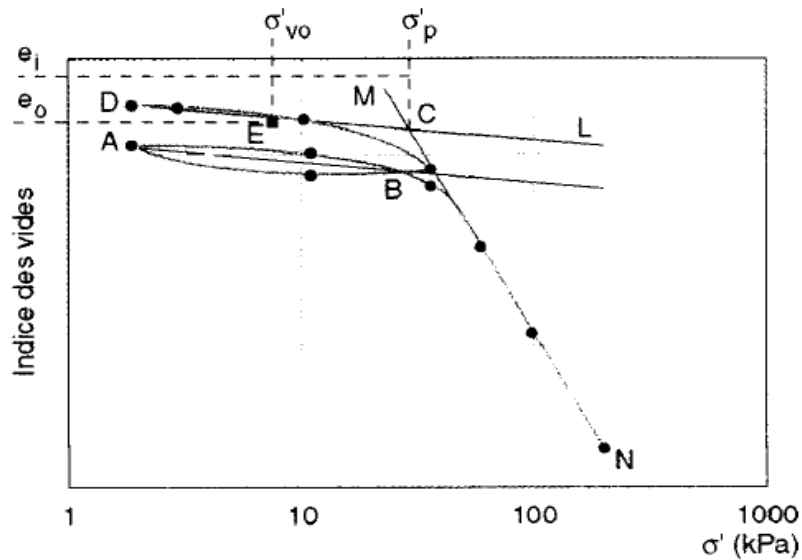


Figure IV. 10: Détermination graphique des caractéristiques oedométriques

IV. 4. 2. Rappel des résultats du gonflement du site

L'évolution du coefficient de gonflement à travers les différents sondages est suivant différentes profondeurs est représentée à la figure IV.9.

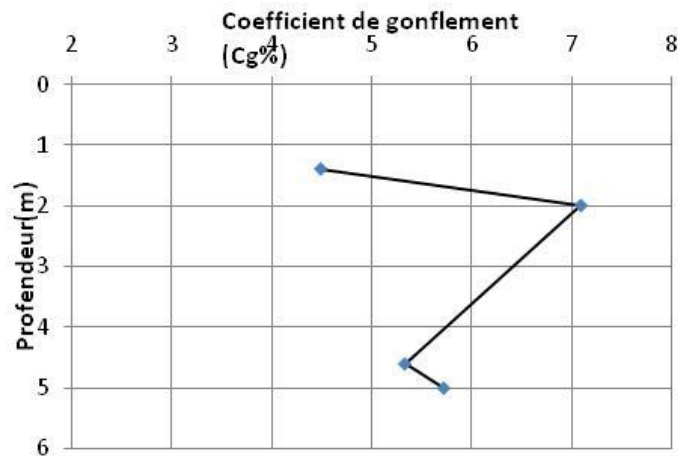


Figure IV. 11: Variation du coefficient de gonflement en profondeur

Parmi les résultats de l'essai oedométrique pratiqué sur l'argile de Draa el mizan, la figure IV.10 représente la courbe de consolidation d'un échantillon de sol à une profondeur d'environ 4.6m.

L'analyse des résultats révèle que le coefficient de gonflement du sol $C_g = 5.72\%$

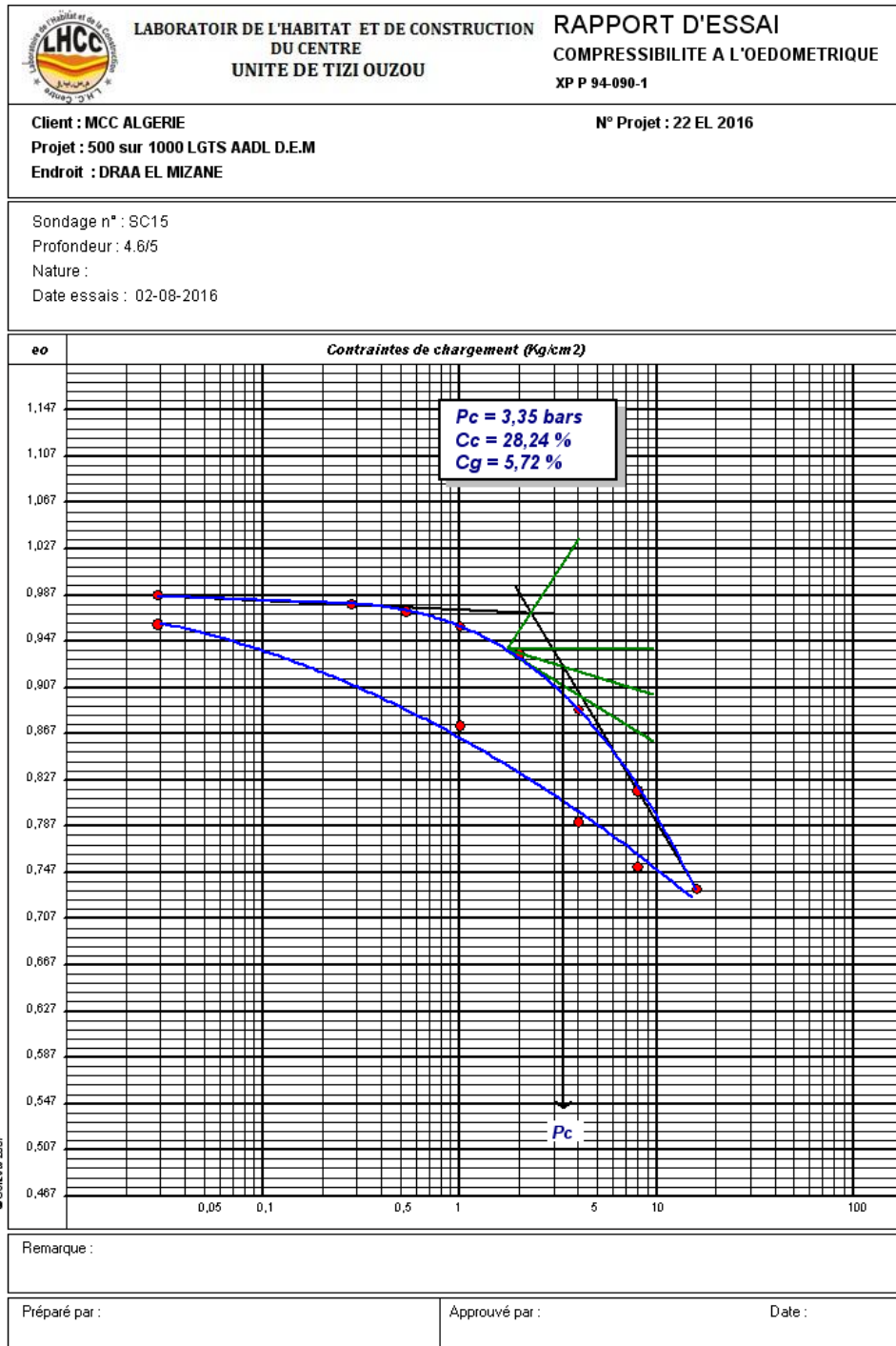


Figure IV.12: Courbe oedométrique de site de Draa El Mizan (GUENDOUD M; 2016).

IV. 4. 3. Etude du gonflement du matériau compacté.

Dans la perspective d'étudier le gonflement du sol à l'état compacté, un programme expérimental qui comprend un essai de gonflement libre, un essai de compressibilité et également l'analyse de la cinétique de gonflement du sol.

Pour ce faire, nous avons entrepris la détermination des caractéristiques du sol compacté par l'exploitation des corrélations, qui sont des relations empiriques, présentent dans la littérature.

IV.4. 3. 1. Résumé des corrélations de détermination des paramètres de compactage.

Les expressions pour la détermination du poids volumique sec à l'optimum Proctor, la teneur en eau optimale correspondante et la succion du sol, sont étudiées par (Fleureau et al, 2002). Ces paramètres sont donnés en fonction de la limite de liquidité déterminée pour le matériau par la méthode de casagrand. elles sont respectivement les suivantes:

$$\gamma_{d(OPN)} = 21 - 0.11W_L + 0.00024W_L^2$$

$$W_{OPN}(\%) = 1.99 + 0.46W_L - 0.0012W_L^2$$

$$S_{OPN} = 0.118(W_L)^{1.98}$$

Le tableau suivant présente un résumé facilement utilisable pour lire (déduire) les paramètres de compactages (γ_{OPN} et W_{opt}) qui correspondraient aux paramètres géotechniques du sol, déterminés expérimentalement.

Tableau IV.5 : les paramètres de compactage.

W_L	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200
W_p	15	18	20	23	26	28	31	34	37	50	64
I_p	5	12	20	27	34	42	49	56	63	100	136
C_c	0.06	0.15	0.24	0.33	0.42	0.51	0.60	0.69	0.78	1.23	1.68
$\frac{C_u}{\sigma_c}$	0.13	0.15	0.18	0.21	0.24	0.27	0.29	0.32	0.34	0.48	0.61
$\frac{E}{\sigma_c}$	45	25	15	12	10	9	8	7	6	5	4
$\phi' r$	30	24	19	15	14	13	12	11	10	--	--
$\text{tg } \phi' r$	0.58	0.45	0.34	0.27	0.25	0.23	0.21	0.19	0.18	--	--
W_{OPN}	10	13.5	17	20.5	24	28	32	36	40	--	--
$\gamma_{d OPN}$	1.95	1.85	1.75	1.65	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15	--	--

IV. 4.3. 2. Etude de la Cinétique de gonflement:

La courbe de gonflement en fonction de temps est caractérisé par deux phases comme la montre la figure IV.11 à savoir la phase du gonflement primaire et la phase du gonflement secondaire.

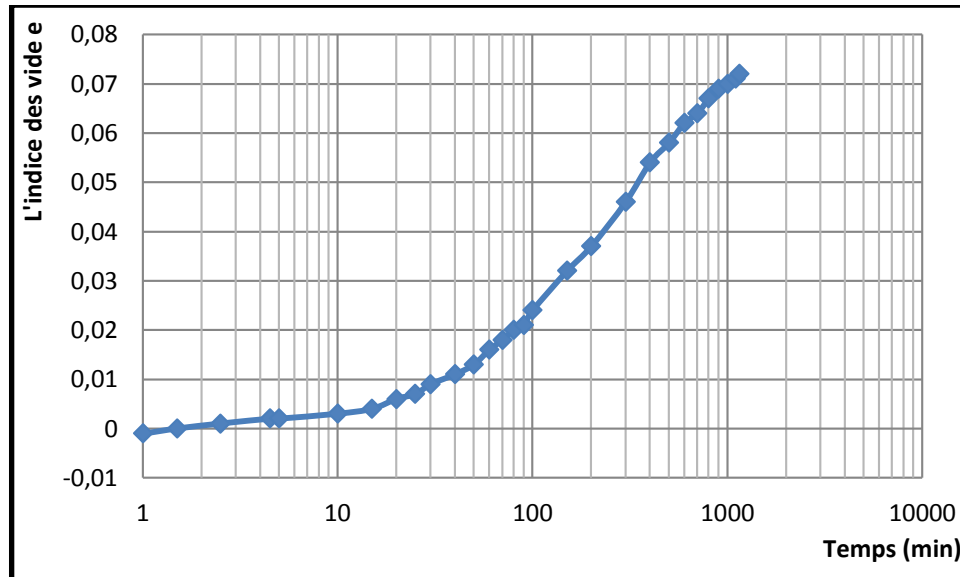


Figure IV. 13: Cinétique de gonflement.

IV. 4.3.2.1 Interprétation:

La courbe de cinétique de gonflement montre que l'argile étudiée présente une courbe de deux parties : la 1^{er} est un gonflement primaire, 2^{eme} est un gonflement secondaire.

L'échantillon est soumis à la charge de piston (10KPA).

IV. 4. 3. 3. Etude du gonflement libre.

Pour analyser le gonflement libre du sol de Draa El Mizan, nous avons placé un échantillon dans la cellule oedométrique soumis uniquement à la charge du piston. Ce protocole est suivi jusqu'à stabilisation de gonflement, qui permet de déterminer le taux de gonflement, puis un chargement progressif s'en suit, jusqu'à descendre en-dessous de l'indice des vides initial, pour déduire la pression de gonflement P_g .

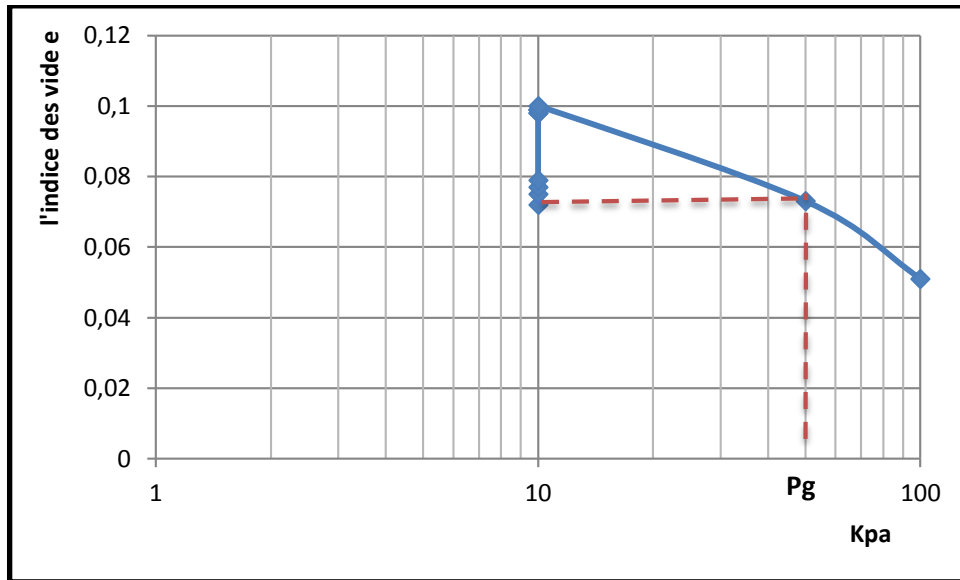


Figure IV.14 : Courbe de gonflement libre

IV.4.3.3.1 Interprétation :

L'échantillon est soumis à la charge de piston (10Kpa) et la pression de gonflement $P_g = 50$ Kpa

IV. 4. 3. 4. Etude de la consolidation

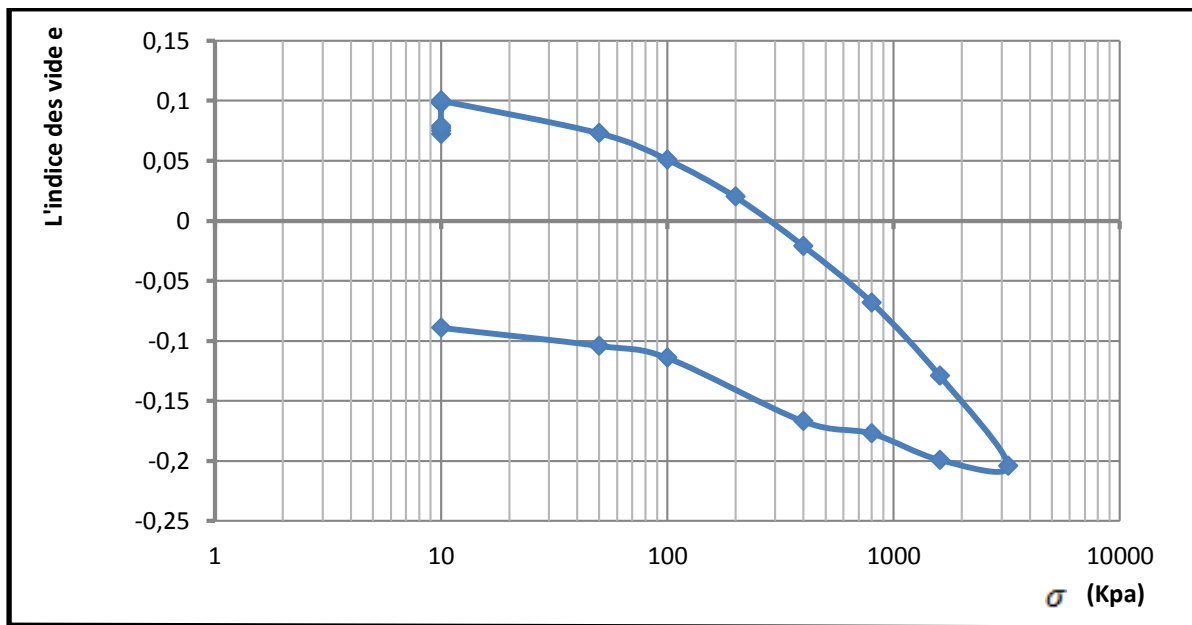


Figure IV.15 : Courbe oedométrique.

Les résultats obtenus :

Tableau IV. 6: Résultat de l'oedomètre

L'échantillon	C_c	C_g
Argile	0.03	0.028

La classification selon l'indice de compressibilité.

Tableau IV.7 : Classification des sols du point de vue gonflement d'après Sanglerat.

C_g	Appréciation
< 0.005	Non gonflant
> 0.005	Peu gonflant

Tableau IV.8 : Classification de l'indice de compression selon Terzaghi.

C_c	Appréciation	Type de sol
< 0.02	Sol incompressible	Sable
0.02-0.05	Sol très peu compressible Sable	
0.05-0.1	Sol peu compressible	
0.1-0.2	Sol moyennement compressible Argile moyenne	Argile
0.2-0.3	Sol assez fortement compressible	
0.3-0.4	Sol très compressible	Argile molle
> 0.5	Sol extrêmement compressible	

IV.4.3.4.1 Interprétation :

L'essai de compressibilité réalisé montre que l'argile étudiée présente une courbe de deux phases :

Phase de chargement, elle commence par un segment de faible pente pour ensuite s'incliner faiblement à l'approche d'une pression de pré-consolidation.

En phase de déchargement la courbe met en évidence le gonflement de l'échantillon qui survient lorsque la pression est relâchée.

D'après Sanglerat et Terzaghi (tableau IV.7 Et IV.8), L'argile utilisée est classés :

L'argile est classée comme étant un sol très peu compressible peu gonflant.

IV. 5. Conclusion

- ✓ Draa El Mizan :
 - L'essai de perméabilité a relevé, que le matériau étudié est très peu perméable.
 - Les essais oedométriques conduits ont montrés que la pression de gonflement du site très faible (50 Kpa) et bien que les paramètres de compactage sont issus d'un calcul corrélatif, des erreurs sur les résultats seraient dus à la façon dont les échantillons ont été confectionné
 - Les essais Oedométriques conduits sur le matériau compactés ont donnée des résultats parties qu'il sera bon le responsable.
- ✓ Site In-Amenas :
 - Les essais de perméabilité, ont montré que le sol est très perméable, selon le classement des sols compte à leurs perméabilité le matériau serait au sol silteux.
 - La courbe de Succion obtenue pour caractériser ce site, rend compte que le comportement hydrique du sol serait celui des sable silteux.
 - Au vu des résultent obtenues sur le matériau d'In-Aménas, les résultats d'essais (perméabilité et courbe de rétention) convergent pour dire que le comportement hydrique du sol serait celui d'un sable silteux.

Conclusion générale

Les sites étudiés sont composées d'une formation géologique formée essentiellement de marne et d'argile.

Suivant la situation géographique, les sites se situent au nord et au sud de l'Algérie, ils sont soumis à des climats différents.

Les changements cycliques de climat peuvent causer des dégâts importants dans les terrains constitués de sols argileux et marneux.

La présent travail concerne une étude de comportement hydrique de sols par la détermination des caractéristiques de rétention et d'infiltration d'eau.

Les échantillons utilisés dans notre étude sont extrait de deux sites différents, des échantillons prélevés à Draa el Mizan et d'autres à In-Aménas.

Les essais réalisés sont les suivants :

L'essai de gonflement à l'oedomètre s'effectue sur des matériaux fins en présence d'eau. Il permet de déterminer la pression de gonflement d'un matériau ainsi que sa déformation lorsqu'il est soumis, à des contraintes verticales.

Les essais de perméabilité effectués à charge variable sur l'échantillon provenant d'In-Aménas, montre que matériau est perméable par contre l'échantillon de Draa el Mizan est un sol très peu imperméable.

Cette étude est répartie en deux parties : La première partie est consacrée à la bibliographique qui est elle-même subdivisée en deux chapitres consacrés à présenter des généralités sur les sols non saturés et sur la perméabilité de sols. La deuxième partie est la partie expérimentale qui est subdivisée en deux chapitres aussi : un premier qui porte sur l'identification des matériaux, qui révèle que le matériau de Draa El Mizan est un limon très plastique.

Le second chapitre de cette section est consacré à :

- Une étude de la perméabilité des deux matériaux;
- Une étude du comportement hydrique de sol, par la détermination de la courbe de la rétention d'eau, en balayant un certain nombre de succions mesurées par la méthode de papier filtre ;
- Une étude oedométrique, qui a pour objet d'approcher la cinétique de gonflement, l'étude du gonflement libre et la consolidation de la marne de Draa El Mizan.

Sur l'ensemble des essais effectués dans cette étude, on peut tirer certaines conclusions et émettre certaines réserves, comme suit :

- La classification du matériau de DRAA el mizan est un limon très plastique le sol de In-Aménas est classé comme sable propre gradué(SW).
- pour le sol Draa el mizan La valeur au bleu VBS est égale à 7.33 d'après la norme française (NF P 94-068) il s'agit d'un sol argileux par contre le sol In-Aménas est un sol limoneux.
- Les essais de perméabilité effectués sur les deux sites avec le perméamètre à charge variable, montrent que le matériau d'In-Amenas est classé comme étant un sable très fin ou silts organiques et inorganiques, mélange de sable de silt et argile par contre le matériau de Draa el mizan est peu imperméable.
- La mesure de la succion avec la méthode du papier filtre, qu'est une méthode directe, nous a permis de déterminer les succions matricielles pour différents teneurs en eau du matériau d'In-Amenas.
- L'étude du phénomène de gonflement des argiles, fait appel à plusieurs connaissances concernant les paramètres géotechnique de granulométrie, de consistance et environnement. Ceci est dû au fait que le sol argileux est un sol complexe compte tenu de la taille de ses grains constitutifs et de sa minéralogie très complexe. En plus de cette complexité liée à la structure elle-même de l'argile, le phénomène de gonflement est un phénomène naturel, qui dépend à la fois de plusieurs paramètres.

Les essais conduits sur le matériau de Draa El Mizan, ont la particularité d'avoir fait appel à certaines corrélations pour déterminer les paramètres de compactages. Il serait important et vivement conseillé, de reconduire ces essais sur des échantillons intacts, d'autres compactés à l'OPN, pour faire le point sur les résultats.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE :

AZZOUZI Ahmed (2019): Modélisation du comportement hydromécanique du barrage Boughrara, Mémoire master, université A Boubakar Belkaid - Tlemcen, Faculté de technologie.

Ahmad AL BITAR 2007 : Modélisation des écoulements en milieu poreux hétérogènes 2D/3D, avec couplages surface/ souterrain et densitaires ; Thèse de doctorat de l'institut national polytechnique de Toulouse (France).

A.Zenkhri, M.Kebail, A.Nechnech, Y.Gherairi Herairi (2011) : Les ressources en eau en zone aride et leur influences sur le gonflement du sol (cas de la région d'In-Aménas en Algérie) ; 1^{er} séminaire international sur la ressource en eau Sahara, page (498-500).

AMEDDAH CHAFIA 2011 : influence de la perméabilité d'un milieu granulaire sur la résistance au cisaillement ; Mémoire de master, UMMTO.

BA TIEN LAI (2016) : modélisation du comportement des sols fins quasi-saturés comportant de l'air occlus ; Thèse de doctorat de l'université de Lyon, école nationale des travaux publics de l'état.

BELMIHOUB HACENE : influence de la dimension fractale sur la perméabilité ; Mémoire de magister, UMMTO.

Benchok.A (2014) : Comportement hydromécanique des sols fins compactes au voisinage de la saturation, Université Abou berk Belkaid-Tlemcen.

CUI Y.-J., DELAGE P., (2003) : Sols non saturés, Applications au calcul des ouvrages, Techniques de l'Ingénieur, traité construction, c303, 27 p.

CHEHAB FARROUDJA 2015 : Etude expérimentale et analytique de la perméabilité des argiles stratifiées ; Mémoire master, UMMTO.

DELAGE P ; HOWATM ; CUI Y J (1998) : the Relationship Between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. Engineering Geology 50(1-2) pp 31-48.p37

Delage P. and Cui Y.J. (2000) : L'eau dans les sols non saturés. Techniques de l'ingénieur : C301: 1-20.

DERRICHE.Z et IGUECHTAL.L (1989): comportement des ouvrages dans les argiles expansives d'in-Aménas; Revue française de géotechniques N°89.

Bibliographie

- Dahmani Hicham ; Kolli Bekkay (2013)** : Les glissements de terrains dans les sols non saturé –modélisation par le logiciel GEO –SLOPE ; mémoire de master, université ABOU-BEKER BELKAID – Tlemcen., Faculté de Technologie, P9.
- Fleureau J.-M., Kheirbek-Saoud S., (1998)** : Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage-humidification, Paris, 23 p.
- Feteh-Ellah ; Mounir Derfouf (2009)** : Technique d'expérimentales pour l'étude des sols non saturé ; université A Belkaid.
- Fredlund. D.G. & Rahardjo H., (1993)**: Soil mechanics for unsaturated soils A Wiley-Interscience Publication, JOHN WILEY & SONS, INC
- GHANEM FHADILA (2011)**: Etude de la corrélation entre la perméabilité et la succion, mémoire de magister ; laboratoire de recherche géomatériaux environnement et aménagement, Faculté de génie civil.
- Gardner R (1937)**: A method for measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range, soil science vol 43 pp 227 -283.
- GUENDOUD MALIKA(2016)** : Préviation et identification du gonflement de sol, application A un site de Draa el mizan, Mémoire master, UMMTO.
- Jean-Pierre MAGNAN (2015)** : Description identification et classification des sols ; Direction technique au laboratoire central des ponts et chaussée référence internet C208.
- Jean-Pierre MAGNAN** : L'eau dans le sol. (Laboratoire central des ponts et chaussées. Paris) c 212.
- Jean-Pierre Masekanya (2008)** : stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique ; thèse doctorat ; université de liège ; Faculté des sciences appliquées
- KASMI RAZIKA 2015** : Etude expérimentale et analytique de la perméabilité des sables stratifiés ; Mémoire de master, UMMTO.
- LAMARA MOHAMED (2008)** : Etude et modélisation du comportement hydrique des sols non saturés ; Thèse Doctorat de université des sciences et de la technologie « HOUARI BOUMDIENE » ; Faculté de génie civil.
- LAFHAJ ZOUBEIR 1998** : Détermination de la perméabilité des sols in situ : étude expérimentale et numérique du facteur de forme ; Thèse, école universitaire d'ingénieur de Lille.

Bibliographie

Mehalla Chafia (2018) : Contribution à l'étude d'un comportement en chemin séchage humidification d'un sol (application à une marne de Kabylie).Mémoire d master 2 en génie civil. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

- Norme AFNOR, La teneur en eau (NF P94-050)
- Norme AFNOR, Analyse granulométrique à sec après lavage (NF P94-056)
- Norme AFNOR, Limite d'Atterberg (NF P 94-051)
- Norme AFNOR, Masse volumique des particules solides (NF P 94-054)
- Norme AFNOR, Masse volumique humide (NF P 94-053)
- Norme AFNOR, Masse volumique sèche (NF P 94-064)
- Norme AFNOR, Bleu de Méthylène (NF P 94-068)
- Norme AFNOR, d'oedomètre (NF P 94-90).

Olivier Cuisinier (2002) : comportement hydromécanique des gonflants compactés, Thèse de doctorat de école doctorale RP2E, Laboratoire environnement, Géomécanique & Ouvrages.

P, DALAGE : Aspects du comportent des sols non saturé ; Maitre de conférences à l'école nationale des ponts et chaussées.

Pierre Delage (2015) : L'eau dans les sols non saturés ; Technique de l'ingénieur, C 301.

Xing -Ling Li (1999) : comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non saturé ; université de liège Faculté des sciences appliquées.

ANNEXE I

Tableau I : valeurs des précipitations annuelle 2012/2018

Année	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018
P moy (mm)	847	934,4	805,4	857,3	602,5	703	832,6

Tableau II : Valeurs des températures moyennes mensuelles, minimales et maximales
(Période 2012/2018)

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	mai	juin	Jui	Aout
T(c) max	31,7	30,1	23,8	16,7	15,19	16,84	20,7	25,2	29	33	37,1	35,83
T(c) moy	27,8	22,9	16,9	11,9	9,15	10,37	14,65	17,7	21,7	25,75	29,21	28,36
T(c) min	17,9	15,7	10,1	7,2	3,1	3,9	8,6	10,18	14,4	18,5	21,32	20,9