

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



**Laboratoire de Recherche en Géo Matériaux, Environnement et
Aménagement
(LGEA)**

MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique et environnement

**Caractéristiques géotechniques et
hydrogéologiques des grès du miocène
(langhien-serravalien) du bassin de
TIZI-Ouzou**

Présenté par :

M^{elle} MAOUI Nawal

Devant le jury composé de :

M^{me} BAIDI Fawzia, Maitre d'assistante à l'UMMTO

Présidente

Mr DJEMAI Mohammed, Maitre de Conférences A à l'UMMTO

Promoteur

M^{me} ALKAMA Farida, Maitre assistante à l'UMMTO

Examinatrice

Promotion : 2015/2016

Remerciements

Au première lieu, je remercie le bon Dieu qui m'a donné la force de poursuivre mon travail et surmonter les difficultés rencontrées.

Au second, mes chers parents de m'avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

J'adresse mes sincères remerciements à mon promoteur Mr DJAMAI Mohamed, Maître de conférences A à l'UMMTO, pour ses conseils judicieux, pour ses qualités scientifiques et humaines, pour la disponibilité.

J'adresse mes plus vifs remerciements M^{me} BAIDI, Maître Assistante à l'UMMTO, qui m'a honorée d'avoir accepté de présider le jury de ma soutenance.

Je tiens également à remercier M^{me} ALKAMA, Maître Assistante à l'UMMTO pour avoir acceptée de juger ce travail.

Un remerciement très spécial pour Mr BOUKHERROUB Med Ameziane, ingénieur du laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil de l'UMMTO, qui a été derrière moi et qui a mis ma disponibilité tout les moyens nécessaires pendant les mois passés au laboratoire.

Je souhaite remercier Mr BOUDLAL Omar, Maître de conférences à (l'U.M.M.T.O) du département de génie civil, pour son soutien, son aide dans les essais expérimentales et pour ses conseils avisés.

Je tiens à remercier Mr ADJADOUN Omar qui a contribué à l'accomplissement de ce travail par son expertise dans le domaine de la géologie.

Enfin, mes remerciements vont particulièrement à LACHEBI Kamal membre du laboratoire LGEA de m'avoir aussi qui m'a aidé effectuer certains essais expérimentales.

❧ *Dédicace* ❧

Je dédie cet humble travail à la femme la plus chère au monde, à celle qui a sacrifié sa vie pour me voir réussir et me voir concrétiser mes projets, à celle à qui je dois tout, ma mère.

❧ *Je dédie ce travail à mon père.*

❧ *Mon très cher frère Mohamed.*

❧ *A toute la famille MAOUI et MAKHLOUF, plus particulièrement mes cousins et cousines.*

❧ *A tous mes amis sans exceptions Sonia, Mohamed, Hafidh, Farrodja, Kahina, Thiziri.*

❧ *A tous les amis qui ont sué avec moi afin d'accomplir ce travail.*

❧ *A Kahina CHIHAB.*

❧ *A Mohamed, hafidh.*

❧ *Toute la promotion Géotechnique et environnement -2015-2016*

M.Nawal

Liste des principales notations et indices

λ : Longueur d'onde de la source.

d : Espacement entre deux plans cristallins parallèles successifs.

θ : Angle entre le faisceau incident et le réseau de plans.

C_u : Coefficient d'uniformité.

C_c : Coefficient de courbure.

D_{10} : Diamètre correspondant à 10% des tamisas cumulés.

D_{30} : Diamètre correspondant à 30% des tamisas cumulés.

D_{60} : Diamètre correspondant à 60% des tamisas cumulés.

ESP : Equivalent de sable.

w : Teneur en eau naturelle.

M_s : Masse des particules solide.

M_h : Masse de l'échantillon à l'état humide.

γ : Poids volumique total.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

γ_s : Poids volumique des grains solides.

γ_h : Poids volumique humide.

γ_d : Poids volumique sec.

e : Indice des vides.

S_r : Degré saturation.

n : Porosité.

ρ : Masse volumique total.

ρ_w : Masse volumique de l'eau.

ρ_s : Masse volumique des grains solides.

ρ_h : Masse volumique humide.

ρ_d : Masse volumique sèche.

V_w : Volume de l'eau.

V_s : Volume des particules solides.

V_a : Volume de l'air.

V_v : Volume des vides.

V_t : Volume total.

W_{opt} : Teneur en eau optimale de l'essai Proctor.

Pd_{opt} : Masse volumique optimale ;

A : La section intérieure de la boîte de cisaillement.

$\frac{\Delta H}{H}$: Déformation horizontale.

$\frac{\Delta V}{V}$: Variation de volume.

σ : Contrainte normale totale.

σ' : Contrainte normale effective.

C' : Cohésion effective (drainée).

ϕ' : Angle de frottement interne effectif.

C_u : Cohésion apparente.

ϕ_u : Angle de frottement apparent.

L : Longueur de la boîte de cisaillement.

ΔL : Déplacement horizontale.

S_c : La section corrigée.

τ : Contrainte de cisaillement (tangentielle).

H_0 : Hauteur initiale de l'échantillon.

H : Hauteur de l'échantillon au moment considéré.

h_p : Hauteur équivalente du solide ou hauteur des grains solides.

m_v : Coefficient de compressibilité.

E_{oea} : Module oedométrique.

C_c : Indice de compression.

Liste des principales notions et indices

C_g, C_s : Indice de gonflement.

C_r : Indice de ré-compression.

σ'_p : Pression de pré-consolidation.

σ'_c : Pression de consolidation.

Δh : Perte de charge.

K_i : Coefficient de perméabilité entre deux points de l'appareil.

K : Le coefficient de perméabilité a charge constant.

l : Longueur de l'échantillon.

A : Section de l'échantillon.

t : Temps d'écoulement d'eau traversant l'échantillon.

Q : Débit d'écoulement mesuré a la sortie.

q : Débit par unité de temps.

A : section de l'échantillon.

a : section du tube.

t : temps d'écoulement.

L : hauteur l'échantillon.

h_i : charge hydraulique à l'instant t_i .

K_T :Le coefficient de perméabilité a charge variable.

Liste des figures

Première partie :

Figure I.1 : Le cycle de la genèse des roches.....	3
Figure I.2 : le grès.....	7
Figure I.3 : Extrait de Carte de localisation de lieu d'extraction de notre échantillon.....	8

Deuxième partie :

Chapitre I :

Figure I.1 : Schéma d'un diffractomètre.....	9
Figure I.2 : Principe de la méthode d'un diffractomètre.....	10
Figure I.3 : diffractogramme de grès.....	11
Figure I.4 : Analyse granulométrique par tamisage.....	12
Figure I.5 : Courbe granulométrique.....	14
Figure I.6 : appareillage de l'équivalent de sable.....	16
Figure I.7 : Essai de l'équivalent de sable.....	16
Figure I.8 : Principe et matériels de la pesée hydrostatique.....	18
Figure I.9 : Matériel d'essai au pycnomètre.....	21

Chapitre II :

Figure II.1 : objectifs du compactage.....	23
Figure II.2 : exécution des essais Proctor normal et modifié.....	25
Figure II.3 : Matériel de confection des éprouvettes d'essai Proctor normal....	26

Liste des figures

Figure II.4 : Courbe expérimentale d'essai Proctor.....	27
Figure II.5 : courbe contraintes-déformations (LCPC, 1987).....	30
Figure II.6 : Droite intrinsèque pour le cas des sols pulvérulents	31
Figure II.7 : Droite intrinsèque (sol cohérent).....	32
Figure II.8 : Droite intrinsèque pour le cas des sols cohérents et frottant	33
Figure II.9 : Les boîtes de cisaillement.....	34
Figure II.10 : Principe de l'essai de cisaillement.....	35
Figure II.11 : Appareillage de cisaillement.....	36
Figure II.12 : la courbe contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$	38
Figure II.13 : la courbe de variation de volume.....	39
Figure II.14 : la droite intrinsèque.....	40
Figure II.15 : Courbe oedométrique (Magnan, 2000).....	42
Figure II.16 : Appareillage oedométrique utilisé.....	44
Figure II.17 : Le moule oedométrique.....	44
Figure II.18 : Détermination graphique de σ_P'	47
Figure II.19 : courbe oedométrique.....	48

Chapitre III :

Figure III.1 : TAMBOUR LOS ANGELES	50
Figure III.2 : Machine d'essai Micro-Deval.....	52
Figure.III.3 : Perméamètre à charge constante.....	56
Figure III.4 : l'essai de perméabilité a charge constante.....	57
Figure III.5 : L'essai de perméabilité a charge variable.....	61
Figure III.7 : Perméamètre à charge variable.....	62

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Première partie :

Tableau 1 : Résultats communiqué par l'O.R.G.M. de Tizi-Ouzou pour les Minéraux de grès numidiens.....6

Tableau 2 : Résultats communiqué par l'O.R.G.M. de Tizi-Ouzou pour les minéraux de grès miocènes.....6

Deuxième partie :

Chapitre I :

Tableau I.1 : Résultat du diffractogramme pour le grès.....11

Tableau I.2 : Résultats de l'Analyse granulométrique.....13

Tableau : I.3.....

Tableau I.4 : masse volumique humide.....19

Tableau I.5: Masse volumique sèche.....19

Tableau I.6: Classification selon la masse volumique sèche.....20

Tableau I.7 : l'état de saturation du matériau.....22

Chapitre II :

Tableau II.1 : Résultats de l'essai Proctor.....27

Tableau II.2 : caractéristique mécanique au cisaillement directe a la boite40

Tableau II.3: résultat de l'oedomètre.....49

Tableau II.4 : Classification des sols du point de vue gonflement d'après Sanglerat.....49

Tableau II.5 : Classification de l'indice de compression selon Terzaghi.....49

Liste des tableaux

Chapitre III :

Tableau III.1 : Calcul du coefficient Los Angeles.	52
Tableau III.2 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.....	53
Tableau III.3 : Calcul du coefficient micro-Deval.....	54
Tableau III.4: Essais de perméabilité à charge constante sur le grès.....	59
Tableau III.5: Essai N°01 de perméabilité à charge variable sur le grès.....	65
Tableau III.6: Essai N°02 de perméabilité à charge variable sur le grès.....	66
Tableau III.7 : Essai N°03 de perméabilité à charge variable sur le grès.....	67

SOMMAIRE :

Liste les principales notations et indices

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GENERALE.....1

Première Partie : Contexte géologique des grès de miocène du bassin de Tizi-Ouzou

Introduction.....3

I. Définition du cycle de la genèse des roches3

I.1 Les roches sédimentaires4

I.2 Les roches métamorphiques4

I.3 Les roches magmatiques.....4

II .Les grés5

II.1 Définition.....5

II.2 Localisation des gisements de grés de Tizi-Ouzou5

II.3. Lieu d'extraction de notre échantillon6

Conclusion

Sommaire

Deuxième partie : Etude expérimentales

Chapitre I : Identification pétrographique et Minéralogique

Introduction.....	9
I.1-Analyse minéralogique par diffraction des rayons X	9
I.1.1-Principe de la méthode.....	9
I.1.2-Techniques d'analyse.....	10
I.1.3-Diagramme normal	11
I.2-Analyse granulométrique (NF P 94-040)	12
I.2.1-Appareillage.....	12
I.2.2-Mode opératoire.....	12
I.2.3-Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau (I.2).....	13
I.2.4-Détermination des coefficients d'uniformité et de courbure	14
I.3-Equivalent de sable (ES%) (NF P 18-598)	15
I.3.1-Principe de l'essai.....	15
I.3.2-Appareillage.....	16
I.3.3-Classification des sables.....	17
I.4-Les caractéristiques physiques.....	17
I.4.1-Teneur en eau (w%).....	17
I.4.2-Les masses volumiques.....	18
a) La masse volumique humide (ρ_h) par pesée hydrostatique	18
b) La masse volumique sèche (ρ_d).....	19

Sommaire

c) La masse volumique des particules solides (ρ_s)	20
d) Indice des vides, porosité et degré de saturation	21
1. Indice des vides	21
2. La Porosité.....	21
3. Le degré de saturation.....	22
Conclusion.....	22
Chapitre II : L'essai mécanique	
II.1- Compactage et portance de grès étudiés.....	23
Introduction.....	23
II.1.1-Les principes de base du compactage.....	24
II.1.2-Essai Proctor	24
II.1.3-Essai Proctor normale (NF P 94 – 093)	25
II.1.3.1-But de l'essai	25
II.1.3.2-Principe de l'essai	25
II.1.3.3-Matériel utilisé	26
II.1.3.4-Expression des résultats.....	26
Conclusion.....	28
II.2.Essais de cisaillement direct a la boite.....	29
Introduction	29
II.2.1-Notion de résistance au cisaillement.....	29
II.2.2-But de l'essai	30

Sommaire

II.2.3- Paramètres c et ϕ pour différents types de sols et différents types d'essais	31
II.2.3.1- Cas des Sols pulvérulents	31
II.2.3.2-Sols purement cohérents	32
II.2.3.3-Cas des sols cohérents et frottant	32
II.2.4-Principe de la méthode.....	33
II.2.5- La procédure de l'essai.....	34
II.2.6-Inconvénients et avantages de la boite de cisaillement	35
II.2.6.1-Avantages.....	35
II.2.6.2-Inconvénients	36
II.2.7-Présentation des résultats.....	37
II.2.7.1- Expression des résultats	37
II.2.7.2-Les résultats des essais de cisaillement direct à la boite sont représentés sous forme de courbes.....	37
II.2.8-Résultats de l'essai de cisaillement	40
Conclusion	40
II.3-ESSAIS DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE.....	41
Introduction	41
II.3.1-Définitions.....	41
II.3.2-Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité.....	42
II.3.3-But de l'essai	43
II.3.4-Principe de l'essai.....	43

Sommaire

II.3.5-Appareillage	43
II.3.6-Déroulement de l'essai	45
II.3.7-Caractéristiques obtenues à l'odomètre	45
II.3.7.1-L'indice des vides	45
II.3.7.2- Paramètres d'identification.....	46
II.3.8-Caractéristiques de compressibilité	46
II.3.9-Indice de compression et de gonflement	47
II.3.9.1-Indice de compression	47
II.3.9.2-Indice de gonflement	47
II.3.9.3-Contrainte de pré-consolidation.....	48
II.10-Variation de l'indice des vides (Δe) en fonction de $\log(\sigma')$	48
II.11-La courbe de compressibilité.....	48
II.3.12-Les résultats obtenus	49
Conclusion.....	51

Chapitre III : Essais des caractéristiques géotechniques

Introduction.....	51
III .1-Essai LOS ANGELES	51
III .1.1-Appareille.....	51
III .1.2-Mode opératoire	52
III .1.3-Résultats de l'essai.....	52
III.2-Essai micro-Deval en présence d'eau.....	53
III.2.1-Appareillage	53
III.2.2-Mode opératoire	53
III.2.3-Résultats de l'essai.....	54

Sommaire

III.3.1-L'essai de perméabilité	55
Introduction	55
III.3.1.1-L'Essai de perméabilité a charge constante	55
III.3.1.2-Les étapes de déroulement des essais	54
III.3.1.3- Description de l'appareil	56
III.3.1.4-But de l'essai	57
III.3.1.5- Matériel utilisé.....	57
III.3.1.6-Mode opératoire	58
III.3.1.7- Présentation des résultats	59
Conclusion.....	60
III.3.2- L'essai de perméabilité a charge	61
Introduction	61
III.3.2.1-L'essai de perméabilité à charge variable	61
III.3.2.2-Les étapes de déroulement des essais.....	61
III.3.2.3 - Appareillage	63
III.3.2.4-But de l'essai	64
III3.2.5- Matériels utilisés :	64
III3.2.6- Mode opératoire	64
III.3.2.7-Les résultats des essais de perméabilité à charge variable	65
Conclusion	68
Chapitre IV : Interprétation des résultats – Perspectives	
 Interprétation des résultats – Perspectives	69
Conclusion générale	71

INTRODUCTION GENERALE.

Les travaux routiers et de construction menés actuellement en Algérie nécessitent de grandes quantités de granulats.

Ces derniers sont souvent extraits des carrières des roches massives, alors que l'exploitation des faciès-cristallins se fait rare vu leur présence dans des zones à relief accidenté et boisé.

La gestion irrationnelle des sablières, l'extraction abusive est incontrôlée des sables et graviers, et la baisse de la pluviométrie de ces dernières décennies sont les raisons du manque flagrant du matériau sable et gravier.

Dans le souci d'y remédier à ce manque, nous avons étudié le matériau grès pour ses caractéristiques physiques et mécaniques assez proches de celles des sables.

Les grés sont des roches très répandues, ils sont disponibles en gisements très importants, à proximité des voies de communications (routes nationales), ce qui rend leur exploitation facile et peu coûteuse.

Le but de notre travail est d'étudier le matériau grès pour son utilisation dans le domaine du génie civil à savoir la confection de routes, de remblais et la construction d'ouvrages.

Pour mener à terme notre étude, nous avons divisé notre travail en deux grandes parties, la première consiste à définir le matériau grès du point de vue de la géologie, la seconde relative à l'étude expérimentale comprend trois étapes.

-Le chapitre I, il comporte les différents essais d'identification réalisés au laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et minéralogiques.

- le chapitre II, étude des propriétés mécaniques des grés en vue de leur utilisation dans le domaine routier.

-le chapitre III, Essais des caractéristiques géotechniques porte quelques essais routiers, à savoir l'essai Los Angeles, l'essai Micro-Deval, ainsi que les différents résultats obtenus et les interprétations correspondantes.

INTRODUCTION GENERAL

Il porte aussi les essais de perméabilités avec le perméamètre à charge constante et variable pour déterminer le coefficient de perméabilité.

-Chapitre IV, Interprétation des résultats – Perspectives

Une conclusion générale est donnée à la fin de notre travail qui résume les principaux résultats obtenus dans le programme expérimental.

Première Partie :
Contexte géologique
des grès du miocène du
bassin
de Tizi-Ouzou

Introduction :

Les granulats utilisés en général dans les constructions civiles, ou dans les corps de chaussées sont en majorité d'origine alluvionnaire (Dépôts Sédimentaires).

Comme le gré est une roche très répandue dans notre région, on a jugé utile de l'exploiter dans les projets de construction. Pour parvenir à notre but, il faut étudier le comportement de ce matériau Tester sa résistance pour son utilisation ultérieure.

I. Définition du cycle de la genèse des roches :

Une roche est un agrégat naturel de minéraux. On distingue trois grandes familles de roches :

- Les roches sédimentaires
- Les roches métamorphiques
- Les roches magmatiques

Ces trois grandes familles de roches sont liées entre elles à la surface de la terre par le cycle de la genèse des roches. (Figure 1.1)

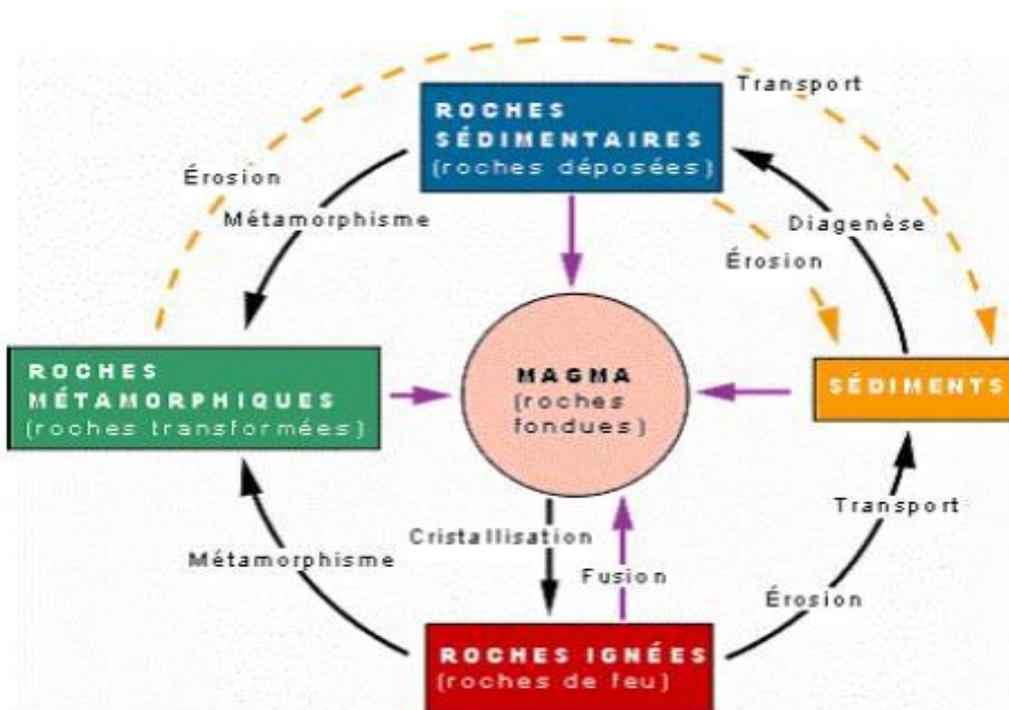


Figure I.1 : Le cycle de la genèse des roches

I.1 Les roches sédimentaires :

Ce sont des roches d'origine superficielle formées à partir d'éléments arrachés des roches préexistantes par un processus d'altération mécanique et chimique.

Les roches sédimentaires sont constituées de particules transportées puis sédimentées au bout d'un temps plus ou moins long sous la forme d'un dépôt évoluant en roche sédimentaire détritique (ex : grès). D'autres produits d'altération peuvent-être déplacés en solution et formeront postérieurement suite à leur précipitation des roches sédimentaires d'origine chimique (ex : calcaire).

Les roches sédimentaires sont caractérisées par leurs dispositions en lits successifs dits (strates), elles contiennent souvent des restes d'organismes végétaux ou animaux (les fossiles).qui témoignent du milieu où elles se sont formées.

I.2 Les roches métamorphiques :

Le terme métamorphisme (du grec méta = changement et morph = forme) désigne la transformation d'une roche à l'état solide avec formation de nouveaux minéraux et / ou acquisition de nouvelles textures et structures sous l'effet de conditions de température et de pression différentes de celles où elle s'est formée.

Exemple :

Les marbres : Les marbres sont des roches métamorphiques issues de la transformation de calcaires ou de dolomies.

Les schistes : Les schistes sont des roches métamorphiques susceptibles de se débiter en feuillets (schistosité).

Origine : Métamorphisme régional de sédiments à grain fin.

I.3 Les roches magmatiques :

Les roches magmatiques résultent de la solidification (cristallisation, refroidissement d'un magma). Le magma est un bain silicaté fondu, constitué d'une phase liquide (la plus importante), d'une phase solide (cristaux) et d'une phase gazeuse.

Selon le mode de refroidissement du magma, on distingue deux types de roches magmatiques :

- **Les roches plutoniques** : formées par le refroidissement lent du magma en profondeur.
- **Les roches volcaniques** : formées par le refroidissement rapide du magma en surface.

II .Les grés :

II.1 Définition :

Le grès est classé comme une roche sédimentaire .Il est composé de certains minéraux les plus répandus à la surface de la terre, ce qui lui confère une empreinte significative dans le monde entier.

Il est caractérisé par la dimension des grains qui le constituent, leurs formes, leur arrangement (ou disposition) et la nature du ciment qui les relie est en général de la silice ou du calcaire, parfois de l'argile ou des hydroxydes de fer et des éléments accessoires.

Ce qui nous permet de distinguer des :

- Grès siliceux
- Grès calcaires
- Grès argileux
- Grès ferrugineux

II.2 Localisation des gisements de grés de Tizi-Ouzou :

D'après l'étude qui a été faite en 1994 par l'office national de recherche Géologique et minière (ORGM) de Tizi-Ouzou, on distingue deux types de grés :

a)- Les grès numidiens :

a.1)- Définition : les grès sont quartzeux de couleur grise à claire, parfois blanche, à grain moyens à gros. Ils constituent en volume l'essentiel de la série numidienne.

a.2)- Les gisements : les grés numidiens affleurent essentiellement dans la partie orientale de la wilaya de Tizi-Ouzou (Tabourth N'ait Degane, Aourir, Challam, Moknea) et sur la bande littorale (Cap Tedles, Zegzou, Ait-Rouanna).

a.3)- Minéraux de grès numidiens :

Tableau I-1 : Résultats communiqué par l'O.R.G.M. de Tizi-Ouzou pour les Minéraux de grès numidiens.

SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	TiO ₂	CaO	MgO	MnO	Na ₂ O	K ₂ O	PAF
91.57%	0.10%	0.04%	0.15%	0.10%	0.02%	0.02%		0.01%	0.29%
à	à	à	à	à	à	à	0.05%	à	A
98.64%	1.80%	3.6%	0.36%	1.05%	0.21%	0.05%		0.51%	1.35%

b)-Les grès miocènes :

b.1)- **Définition** : les grès d'âge miocène sont totalement différents de ceux du numidiens, ils sont de couleur ocreuse, friable à ciment carbonaté. Il s'agit du grès silico-argileux.

b.2)- **Les gisements** : les grès miocènes se développent au centre et au sud du territoire (Souk Tlata, Ihidoucène ,tizi-Ouzou, djamaa Nsaridj.....)

b.3)- Minéraux des grès miocènes :

Tableau I-2 : Résultats communiqué par l'O.R.G.M. de Tizi-Ouzou pour les minéraux de grès miocènes.

SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	PAF
56.18%	1.07%	9.20%	12.58%	12.58%
à	à	à	à	à
76.30%	2.96%	14.10%	14.88%	13.69%

2.3. Lieu d'extraction de notre échantillon :

Notre échantillon a été prélevé dans la région de Tala Bouyadif commune de Draa ben Khedda située à 11 km à l'ouest de Tizi-Ouzou .



Figure I.2 : le grès

Conclusion :

Le gré est une roche très répandue dans la wilaya de Tizi-Ouzou, il se trouve en surface et près de routes nationales, ce qui rend son exploitation facile et au moindre cout.

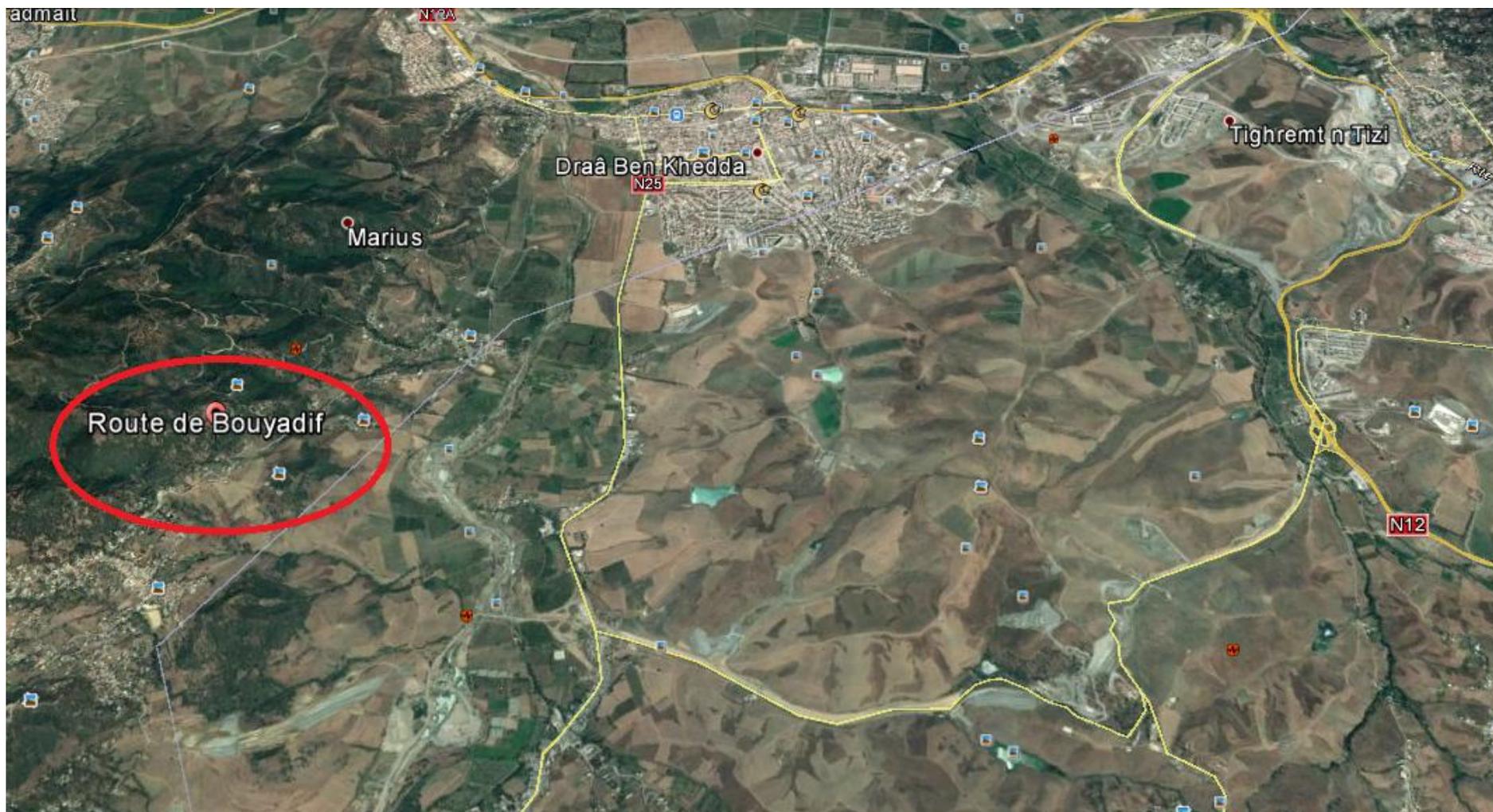


Figure I.3 : Extrait de Carte de localisation de lieu d'extraction de notre échantillon

Deuxième Partie : Etude expérimentale

Chapitre I :

Identification pétrographique et Minéralogique

Introduction :

L'identification d'un sol est obtenue en effectuant un certain nombre d'essais.

Dans notre cas, nous avons réalisé l'analyse minéralogique au laboratoire physique à HASNAWA (UMMTO) :

I.1-Analyse minéralogique par diffraction des rayons X :

L'analyse minéralogique fait appel à l'observation au microscope électronique, à l'étude par diffraction des rayons X et à l'analyse chimique.

L'analyse minéralogique d'un sol est généralement un essai qui apporte beaucoup d'informations, car le comportement des sols particulièrement les sols fins est fonction de leurs compositions minéralogiques.

Par exemple une forte teneur en montmorillonite indiquera un sol très sensible à l'eau pouvant donner lieu à des gonflements ou des retraits importants.

Les composants sont facilement identifiables par leurs raies caractéristiques.

I.1.1-Principe de la méthode

Tout corps cristallisé, peut être analysé par diffraction de rayon X car ses atomes sont organisés selon des plans cristallins spécifiques, un faisceau de rayon X est diffracté sur le réseau de plane cristallins selon « **la loi de Bragg** ».



Figure I.1 : Schéma d'un diffractomètre.

$$\lambda = 2 \times d \sin \theta$$

λ : Longueur d'onde de la source.

d : Espacement entre deux plans cristallins parallèles successifs.

θ : Angle entre le faisceau incident et le réseau de plans.

Ainsi, pour une source émettrice de rayon X donné (λ), le balayage selon un angle d'incidence (θ) d'une préparation, permet accéder à la connaissance de tous les espacements réticulaires de l'échantillon.

Ainsi, pour une source émettrice de rayon X donné (λ), le balayage selon un angle d'incidence

(θ) d'une préparation, permet accéder à la connaissance de tous les espacements réticulaires de l'échantillon.

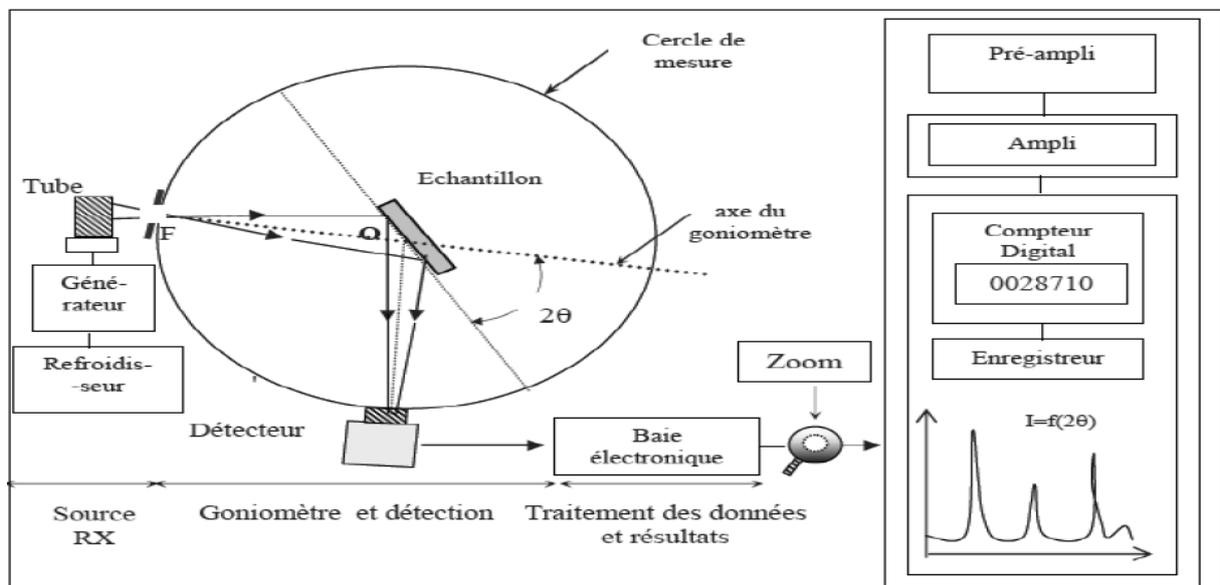


Figure I.2 : Principe de la méthode d'un diffractomètre.

I.1.2-Techniques d'analyse :

Dans les cas les plus fréquents dont celui des minéraux argileux, l'échantillon est composé de très fines particules. Les techniques d'investigation aux rayons X les plus favorables sont :

- Méthode des poudres ;
- Méthode des agrégats orientés.

I.1.3-Diagramme normal :

C'est le diagramme de référence auquel on se reporte pour juger les déplacements occasionnés par les autres traitements.

Les résultats du diffractogramme sont présentés sur la (**Fig. I.3**) et sont consignés dans le (**tableau I.1**).

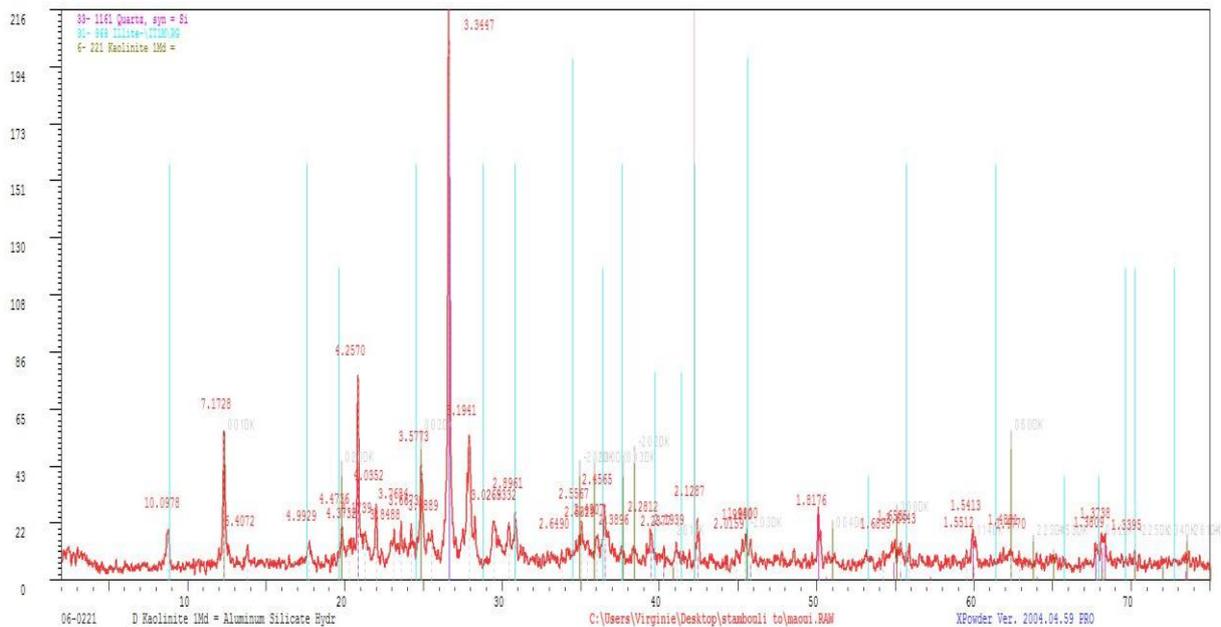


Figure I.3 : diffractogramme des grès

Tableau I.1 : Résultat du diffractogramme pour les grès

Eléments	Quartz	Illite	kaolinite
Type et pourcentage (%)	93.0 (5.5)	3.6 (3.4)	3.4 (1.0)

Interprétation des résultats :

L'analyse minéralogique réalisée par diffraction—aux rayons x (RX) sur l'échantillon des grès montre le caractère prédominant du quartz.

Chapitre I : Identification pétrographique et minéralogique

Par ailleurs, l'essai révèle l'existence de minéraux argileux qui peuvent présenter une certaine sensibilité à l'eau à savoir, l'illite ainsi que la kaolinite. Cependant, la présence en faibles proportions de ces éléments, ne peut influencer fortement le comportement mécanique du matériau.

I.2-Analyse granulométrique (NF P 94-040) :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm, à l'exclusion des fillers.

I.2.1-Appareillage :

Le matériel utilisé est :

- Des tamis emboitent les uns sur les autres dont la dimension des ouvrages décroît du haut vers le bas
- Une tamiseuse électrique.
- Un balance électronique.
- Cuillère.

I.2.2-Mode opératoire :

Le matériau sec est pesé puis tamisé, le refus de chaque tamis est ensuite pesé et on déduit les refus cumulés.

Le poids du matériau est de : 3 Kg.



Figure I.4 : Analyse granulométrique par tamisage.

I.2.3-Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau (I.2) suivant :

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé(%)	Tamisât cumulé (%)
25	0	0	100
20	271.4	9.12	90.81
16	187.9	6.32	84.49
12.5	100.4	3.37	81.12
10	136.7	4.59	76.53
6.3	649.2	21.83	54.70
4	427.9	14.39	40.31
2	471.2	15.84	24.47
1	187.8	6.31	18.16
0.5	68.3	2.29	15.87
0.315	65.6	2.20	13.67
0.08	243	8.17	5.50
Fond	163.6	5.50	0
	2973	99.93	

Tableau I.2 : Résultats de l'Analyse granulométrique

Les résultats de l'analyse granulométrique seront traduits sous forme de courbe appelée courbe granulométrique **Figure I.5**:

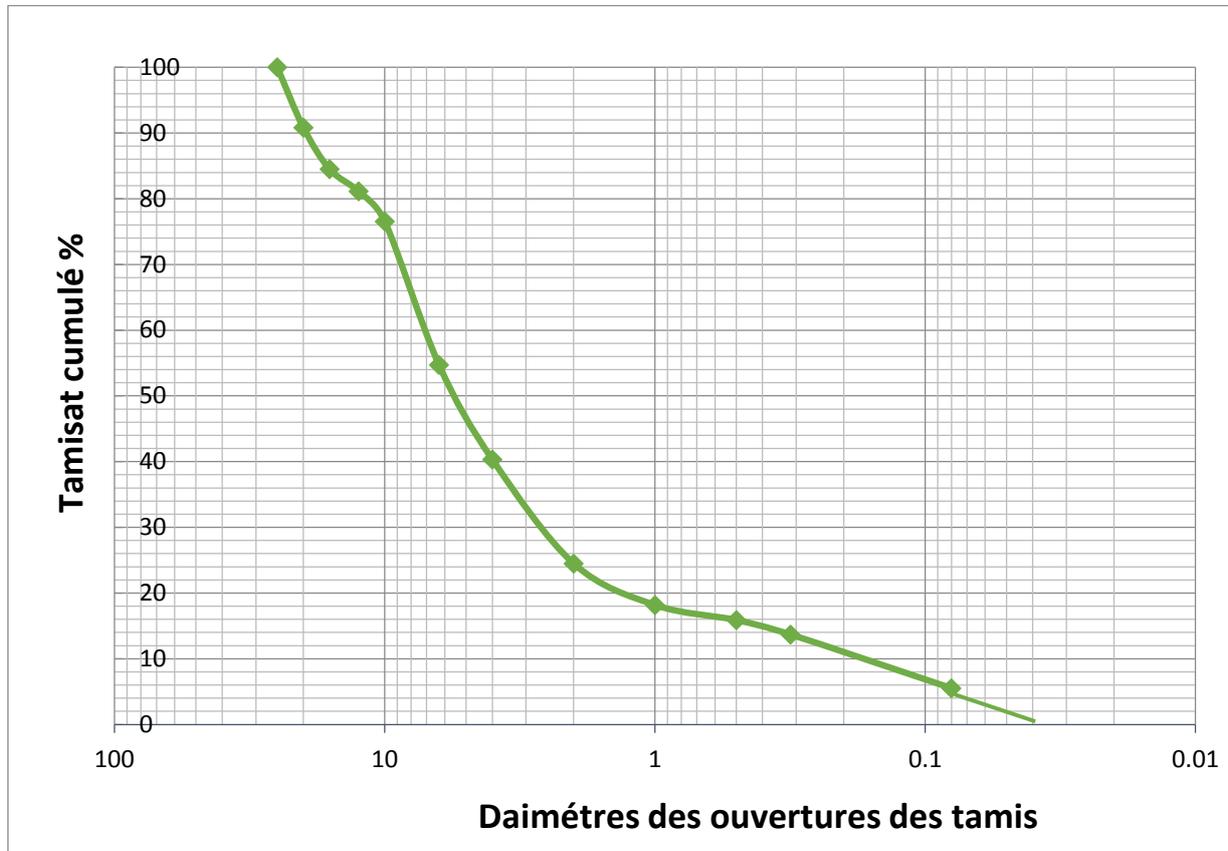


Figure I.5 : Courbe granulométrique

I.2.4-Détermination des coefficients d'uniformité et de courbure :

On déduit de cette courbe la caractéristique suivant :

a) Coefficient de courbure :

$$c_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(2.8)^2}{0.19 \times 7} = 5.89$$

$1 < C_c < 3 \rightarrow$ mal graduée

Avec :

D10 : Diamètre correspondant à 10% des tamisats cumulés.

D30 : Diamètre correspondant à 30% des tamisats cumulés.

D60 : Diamètre correspondant à 60% des tamisats cumulés.

b) Coefficient d'uniformité :

$$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{7}{0.19} = 36.84$$

$C_u > 5 \longrightarrow$ granulométrie étalée.

Avec :

D10 : Diamètre correspondant à 10% des tamisats cumulés.

D60 : Diamètre correspondant à 60% des tamisats cumulés.

I.2.5-Interprétation :

La courbe granulométrique de notre matériau est étalée. D'après la classification du LCPC des sols grenus, notre matériau est classé comme grave propre mal gradué.

I.3-Equivalent de sable (ES%) (NF P 18-598) :

Propreté d'un sable ou d'un grave. Il indique la teneur en éléments fins, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou organique à la surface des grains. Ce terme désigne également l'essai qui permet de déterminer cet indicateur. On parle d'« essai d'équivalent de sable piston » ou, plus simplement, d'« essai d'équivalent de sable »

L'essai est effectué sur la fraction d'un granulat passant au tamis de 2 mm. Il rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments fins, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui flocculent. La valeur de l'équivalent de sable ES est le rapport, multiplié par 100, de la hauteur de la partie sableuse sédimentée, à la hauteur totale du floculat et la partie sableuse sédimentée.

I.3.1-Principe de l'essai :

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

I.3.2- Appareillage :



Figure I.6 : appareillage de l'équivalent de sable

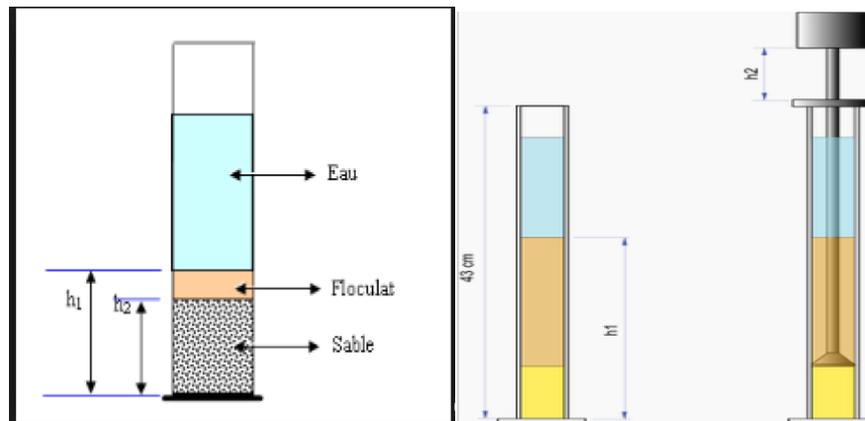


Figure I.7 : Essai de l'équivalent de sable

$$ES = \left(\frac{h_2}{h_1} \right) \times 100$$

Dans notre cas :

$$ES = \left(\frac{6.7}{13} \right) \times 100 = 51.5\%$$

I.3.3-Classification des sables :

Tableau I.3 : nature et qualité de sable

ES	Nature et qualité de sable
< 60	Sable argileux, risque de retrait ou gonflement, à rejeter pour des bétons de qualité.
60 ≤ ES <70	Sable légèrement argileux de propreté admissible pour béton de qualité quand on ne craint pas particulièrement de retrait.
70 ≤ ES <80	Sable propre à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
ES < 80	Sable très propre l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'in faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

D'après les résultats de cet essai, nous constatons que grès est un Sable argileux, risque de retrait ou gonflement, à rejeter pour des bétons de qualité.

I.4-Les caractéristiques physiques :

I.4.1-Teneur en eau (w%) :

La teneur en eau est déterminée selon la norme **NF P94-050** (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 heures le peser une autre fois à sec. Donc la teneur en eau pondérale est calculée comme suit : $W = (M_h - M_s) / M_s$

$M_h = 594.7 \text{ g}$

$M_g = 582.1 \text{ g}$

$$w = \left(\frac{594.7 - 582.1}{582.1} \right) \times 100 = 2.16\%$$

Interprétation des résultats :

La teneur en eau naturelle du grès utilisé dans ce travail est faible. Ceci est évident du fait que, le grès est très perméable et ne conserve pas d'eau (l'eau circule et se dissipe facilement entre les grains).

I.4.2-Les masses volumiques :

a) La masse volumique humide (ρ_h) par pesée hydrostatique :

La masse volumique humide est déterminée par pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné) selon la norme **NF P94-053**(masse volumique des sols fins).

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 comme le montre la (**Figure I.8**) suivante.



Figure I.8 : Principe et matériels de la pesée hydrostatique.

Tableau I.4 : masse volumique humide

Masse de l'échantillon humide (g)	219.9
Masse humide d'échantillon paraffiné à l'air	234.2
Masse de l'échantillon paraffiné immergé (g)	120
Masse de la paraffine(g)	14.3
Volume brut (cm3)	114.2
Volume de la paraffine (cm3)	15.89
Volume net(cm3)	98.31
$\rho_H(g/cm^3)$	2.4

b) Masse volumique sèche:

Après avoir déterminé la masse volumique humide de l'échantillon et sa teneur en eau, la masse volumique sèche peut être déterminée par les relations reliant ces paramètres.

$$\rho_d = \frac{m_s}{v_t}, \text{ on a: } w = 2.16\% \text{ et } m_e = wm_s; m_h = m_e + m_s = (1 + w)m_s$$

$$\text{Donc: } m_s = \frac{m_h}{(1+w)}$$

Tableau I.5: Masse volumique sèche

Volume totale v_t (cm3)	98.31
Masse humidem m_h (g)	219.9
Masse des grains solides m_s (g)	215.3
masse volumique sèche ρ_d (g/cm3)	2.19

Tableau I.6: Classification selon la masse volumique sèche.

ρ_d (g/cm ³)	Appréciation
T < 1.6	Faible
1.6 – 1.8	Moyenne
>1.8	Dense

Donc, on pourra dire que le grès étudié est dense.

c) La masse volumique des particules solides (ρ_s) :

La détermination de la masse volumique des particules solides (Grès) est effectuée selon la norme **NF P94-054**. Elle consiste à mesurer le volume des particules solides par un pycnomètre en utilisant l'eau distillée ou déminéralisée et désaérée.

Une masse connue m_s de sol séché (par passage à l'étuve à 105°C jusqu'à masse constante) est introduite dans un récipient contenant de l'eau distillée. Un agitateur magnétique Sépare les particules les unes des autres. Les bulles d'air libérées sont aspirées par un vide d'air (trompe à eau). 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.

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

$$P_s = P_w \frac{m_2 - m_1}{m_4 + m_2 - m_1 - m_3}$$

Avec :

m_1 : masse du pycnomètre vide, $m_1 = 202.6g$

m_2 : masse du pycnomètre avec échantillon, $m_2 = 227.6 g$

m_3 : masse du pycnomètre + eau + échantillon, $m_3 = 781.3 g$

m_4 : masse du pycnomètre plein d'eau, $m_4 = 765.2 g$

ρ_w : Masse volumique de l'eau égale à 1(g//cm³)



Figure I.9 : Matériel d'essai au pycnomètre

Le grès étudié a $\rho_s = 2,80 \text{ (g/cm}^3\text{)}$

d) Indice des vides, porosité et degré de saturation :

1. Indice des vides :

L'indice des vides est défini comme étant le rapport entre le volume des vides et le volume des particules solides. Il est défini par la relation suivante :

$$e = \frac{v_v}{v_s} \text{ Ou bien par } e = \left(\frac{\rho_s}{\rho_d} \right) - 1$$

Vu que les masses volumiques sont déterminées, on déduit l'indice des vides par la deuxième relation. $e = 0.278$.

Le grès utilisée dans cette étude a un indice de vide = 27.8%, ce qui signifie qu'il est compacte.

2. La Porosité :

La porosité a une signification analogue à celle de l'indice des vides. Elle est le rapport du volume des vides (v_v) au volume total (v_t). La porosité peut s'exprimer en pourcentage ou sans dimension. $n = \frac{v_v}{v_t}$

La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule : $n = \frac{e}{(e+1)}$

Ce qui nous donne une porosité de 21.75%.

3. Le 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. Il s'exprime en pourcentage. Le degré de saturation peut varier de **0 % (sol sec)** à **100% (sol saturé)**. Il peut aussi être défini par la formule suivante :

$$s_r = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} \right) \times \left(\frac{w}{e} \right)$$

Tableau I.7 : l'état de saturation du matériau

Sr (%)	Appréciation
100	Saturé
76-99	Détrempé
51-75	Mouillé
26-50	Humide
1-25	Légèrement humide
0	sec
D'après TERZAGHI	

Les résultats présentés sur le **Tableau I.7** montrent que le degré de saturation est égal à 21.75%. Le grès étudié est donc dans un état légèrement humide

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats d'essais d'identification réalisés au laboratoire, ce qui a permis d'avoir une idée sur leur nature physique chimique et minéralogiques.

Les résultats obtenus, montre que les grès étudiés on ne peut l'utilisé dans le béton.

Dans ce qui suit, nous allons l'étude de leur comportement mécanique dans le prochain chapitre.

Chapitre 2 :

Les essais mécaniques

II.1- Compactage et portance des grès étudiés

Introduction :

Le compactage des sols est l'ensemble des opérations mécanique qui conduisent à augmenter le poids volumique sec du sol traité, ce qui conduit à réduire son volume apparent.

En générale, après le compactage, le sol acquière :

- Une augmentation de la densité sèche (γ_d/γ_w).
- Une augmentation de la capacité portante.
- Une augmentation de la résistance au cisaillement.
- Une diminution de la perméabilité.
- Une diminution de la compressibilité.

Cependant, la portance dépend de la nature du sol, de son pourcentage d'eau et du degré de compactage. Quel que soit le sol, sa résistance mécanique augmente avec sa densité faisant passer plusieurs fois lourds qui assurent le compactage.

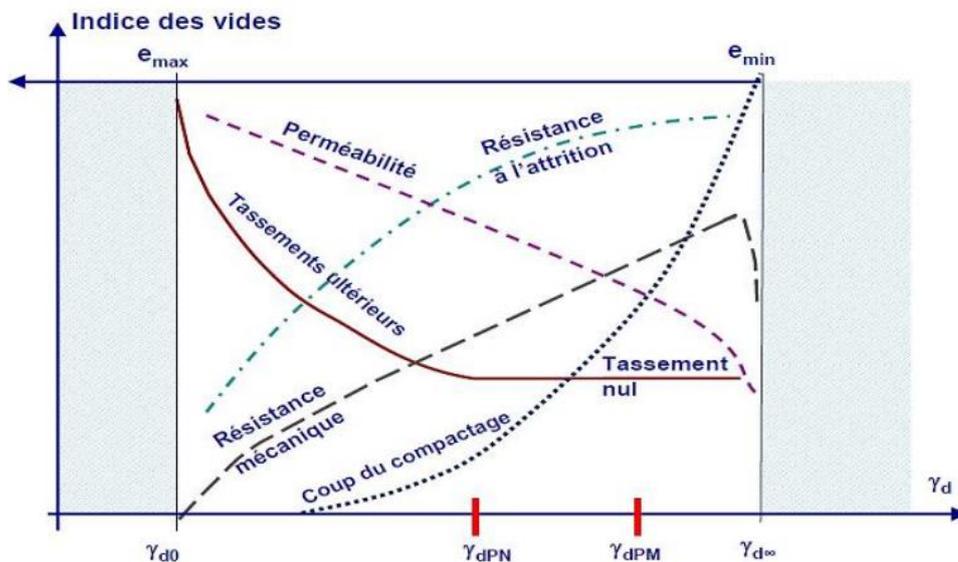


Figure II.1 : objectifs du compactage.

Remarque :

« L'opération de compactage conduit à une diminution des vides d'air sans expulsion d'eau, contrairement à la consolidation ».

II.1.1-Les principes de base du compactage :

Le compactage consiste à appliquer suffisamment d'énergie au sol pour y réduire l'indice des vides et ainsi en accroître la compacité. C'est d'ailleurs cette caractéristique qui permet de vérifier l'efficacité du compactage.

La masse volumique du sol sec est influencée par trois variables :

- ✓ La teneur en eau.
- ✓ L'énergie de compactage.
- ✓ La granulométrie.

II.1.2-Essai Proctor :

Il existe deux types d'essais Proctor, essai Proctor normal et essai Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, à l'exception des paramètres liés à l'énergie de compactage appliquée (la masse de compactage est faite en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie :

- **Essai Proctor normal :** résistance souhaitée relativement faible du type remblai non ou peu chargé.
- **Essai Proctor modifié :** forte résistance souhaitée, du type chaussée autoroutière.

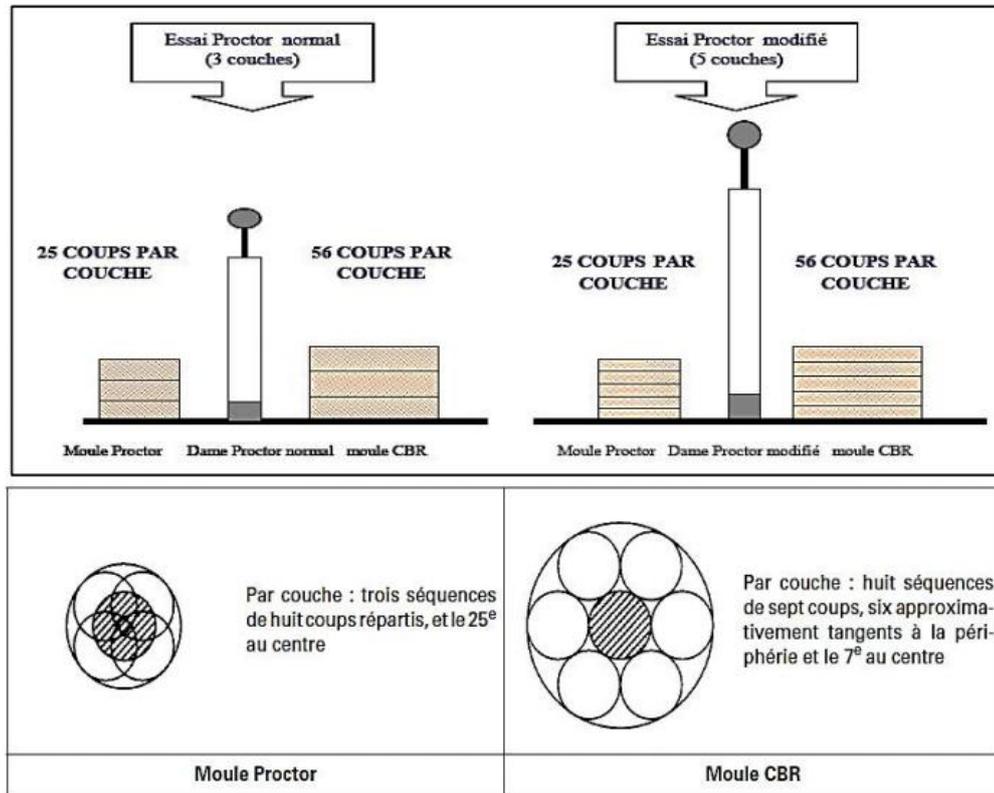


Figure II.2 : Exécution des essais Proctor normal et modifié.

II.1.3-Essai Proctor normale (NF P 94 – 093) :

II.1.3.1-But de l'essai :

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

II.1.3.2-Principe de l'essai :

L'essai Proctor consiste à prélever des échantillons de sol qu'on fait passer à l'étuve pendant 24h à une température 105°C par suite on prépare généralement six quantités de sol de masses équivalentes de ces échantillons auxquelles on ajoutera un certain pourcentage d'eau qui varie progressivement d'un même intervalle pour chaque couche à compacter.

Puis procéder au compactage par couche successive dans un moule Proctor avec une méthodologie précise. L'aboutissement de cet essai permet d'obtenir une teneur en eau optimale (W_{Opt}) qui correspond à une densité maximale.

II.1.3.3-Matériel utilisé :

- Moule Proctor
- Dame Proctor
- Règle à raser
- Balance
- Etuve



Figure II.3 : Matériel de confection des éprouvettes de l'essai Proctor normal.

II.1.3.4-Expression des résultats :

Pour chaque éprouvette compactée il convient de calculer :

- ✓ La teneur en eau.
- ✓ La masse de matériau sec contenu dans le moule.
- ✓ La masse volumique du matériau sec en tenant compte du volume réel du moule.
- ✓ Utilisé, avec les coordonnées suivantes :

$$\rho_d = \frac{m_s}{v}$$

On porte chaque mesure de la densité sèche sur un graphe en fonction de la teneur en eau correspondante **Tableau II.1.**

Tableau II.1 : Résultats de l'essai Proctor.

% d'eau	Poids humide Ph (g)	Poids sec Ps (g)	Volume de moule	Poids volumique sec γ_d KN/m^3
10.85	1893.7	1707.9	0.000949	17.99
12.51	1944.2	1728		18.20
14.23	2014.7	1763.7		18.58
15.22	1990.8	1727.9		18.20
16.72	1995.9	1710		18.02

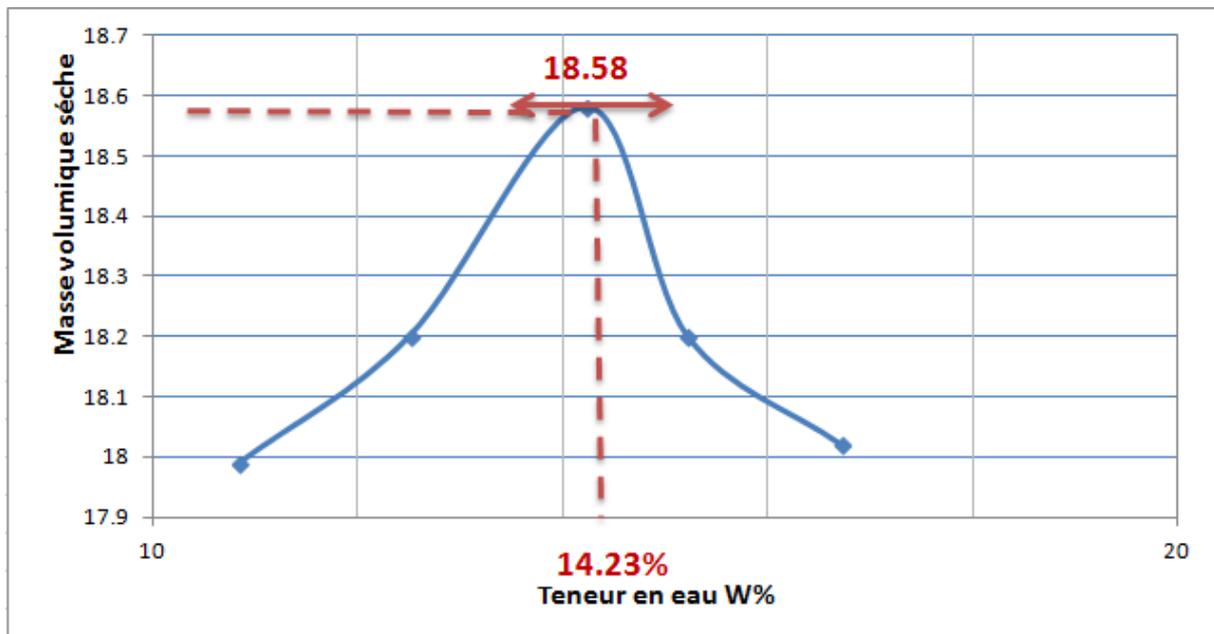


Figure II.4 : Courbe expérimentale de l'essai Proctor

Interprétation des résultats :

D'après la figure nous constatons que La courbes de l'essai Proctor **Figure II.4** ont une allure bombée. Ce qui permet de dire que le grès compacté sensibles à l'eau.

On constate que la densité sèche optimale maximale est de 18.58 KN/m^3 et la teneur en eau optimale est de 14,23%.

Conclusion :

Les essais de compactage ne peuvent être suffisants pour la sélection d'un matériau pour les corps de chaussées. D'autres essais sont indispensables pour confirmer l'utilisation ou non d'un matériau dans le domaine routier. Des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sont présentés dans le chapitre suivant pour voir le comportement des différents mélanges sous d'autres types de sollicitations.

II.2.ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE

Introduction :

La résistance au cisaillement constitue souvent un souci lors de la réalisation des différents ouvrages de génie civil, en particulier ceux des travaux routiers. Cependant, plusieurs auteurs de mécanique des sols se sont intéressés à l'étude de ce phénomène en le concrétisant ainsi, par des appareils pour essais de laboratoire tel que le triaxial et la boîte de Casagrande, qui permettent d'évaluer la résistance du sol en place ou des granulats d'apport afin d'assurer la sécurité des ouvrages construits et d'éviter toutes surprises après construction.

Dans ce chapitre, sont présentés les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande réalisés en laboratoire, tout en passant par quelques définitions et concepts concernant la notion de résistance au cisaillement, le but et le principe de l'essai, ses avantages et ses inconvénients... etc.

II.2.1-Notion de résistance au cisaillement :

Lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe en général des contraintes de cisaillement. Ces contraintes de cisaillement entraînent des déformations du sol. Ces déformations peuvent être importantes le long de certaines surfaces que l'on appelle « surfaces de glissement » ou « surfaces de la rupture ».

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture.

Cependant, cette notion de résistance au cisaillement n'est pas toujours facile à définir, que ce soit dans un essai de laboratoire, ou dans le sol sur lequel est construit l'ouvrage. (LCPC - 1987).

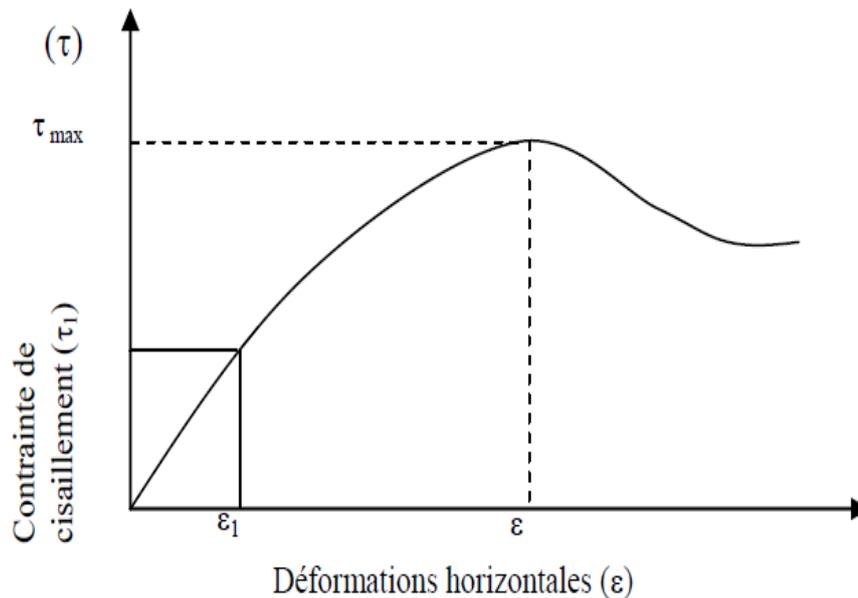


Figure II.5 : courbe contraintes-déformations (LCPC, 1987).

En effet, si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphe présenté sur la **figure II.5**.

Selon le (LCPC 21, 1987), la résistance au cisaillement peut être définie, sur ce graphique, comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{\max} .
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande.
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire ε_1 .

Sauf dans des cas particuliers, on prendra comme résistance au cisaillement, la contrainte maximale de cisaillement.

II.2.2-But de l'essai :

Les valeurs de la résistance au cisaillement qui s'appliquent sur le plan de rupture, ainsi définies sont portées sur un graphe en fonction de la contrainte normale illustré dans la **figure II.6**. La courbe obtenue est approximativement une droite appelée « droite intrinsèque ».

L'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé « angle φ » et l'ordonnée à l'origine de cette droite est appelée « valeur C ».

L'équation de cette droite est donc : $\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$

Elle exprime « la loi de coulomb ».

- **Sols pulvérulents** : la droite passe par l'origine des axes.
- **Sols cohérent** : la droite ne passe pas par l'origine des axes. (Cordary, 1994).

II.2.3-Paramètres c et φ pour différents types de sols et différents types d'essais :

Trois grandes catégories de sols sont couramment rencontrées :

- Sols pulvérulents : les gravies et les sables.
- Sols purement cohérents : argiles et limons.
- Sols cohérents et frottant.

II.2.3.1-Cas des Sols pulvérulents :

Dans ce cas, la droite de Coulomb passe par l'origine (**figure II.6**) c'est-à-dire que le terme « C » est nul. (Cordary, 1994

L'équation de Coulomb devient : $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$

L'angle φ appelé « angle de frottement interne », dépend essentiellement de la compacité du sol, de la forme et de l'état de surface des grains solides. (Schmitt, Buhan, Berthaud, 2008).

La résistance au cisaillement pour ces types de sols est assurée par le frottement et l'enchevêtrement des grains.

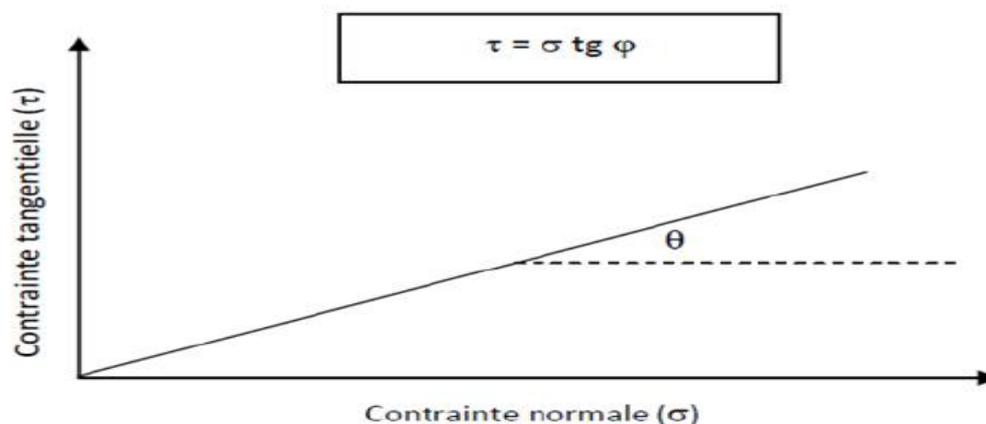


Figure II.6 : Droite intrinsèque pour le cas des sols pulvérulents.

II.2.3.2-Sols purement cohérents :

Dans le cas des sols purement cohérents illustré dans la **figure II.8**, la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine, elle est parallèle à l'axe des abscisses, c'est-à-dire que le terme φ est nul (Robitaille et Tremblay, 1997)

La résistance au cisaillement pour ces types de sols est assurée par le frottement et l'enchevêtrement des grains. L'équation de Coulomb devient : $\tau = c$.

La résistance au cisaillement pour ces types de sols est assurée par les forces de cohésion qui se développent entre les particules ;

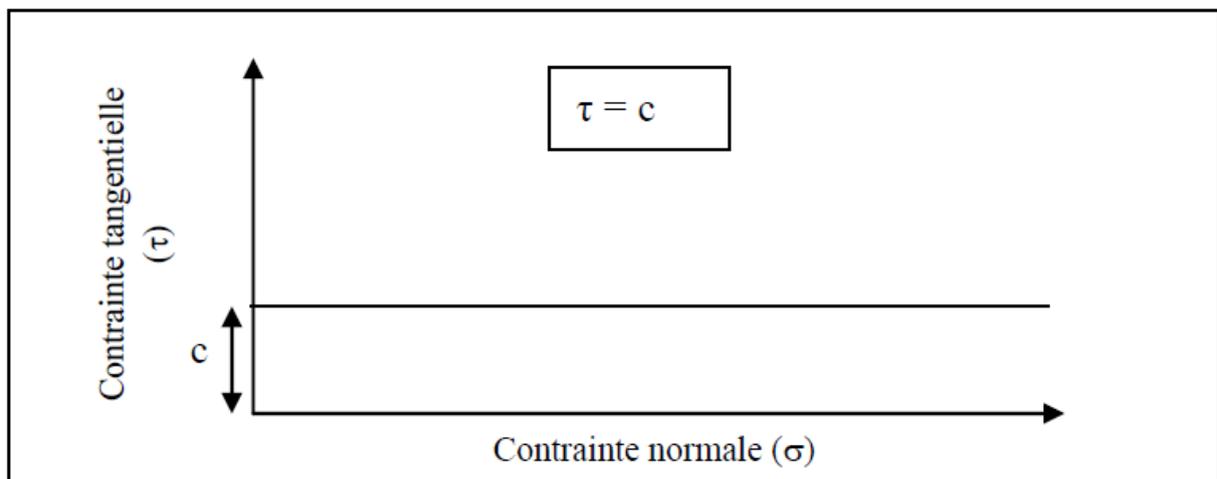


Figure II.7 : Droite intrinsèque (sol cohérent).

II.2.3.3-Cas des sols cohérents et frottant :

Dans ce cas la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine (**figure II.9**), est c'est-à-dire que les deux termes " c et φ " sont différents de zéro ($c \neq 0$ et $\varphi \neq 0$). L'équation de Coulomb est exprimée par : $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$.

La résistance au cisaillement pour ces types de sols est assurée à la fois par le frottement et l'enchevêtrement des grains et les forces de cohésion qui se développent entre les particules.

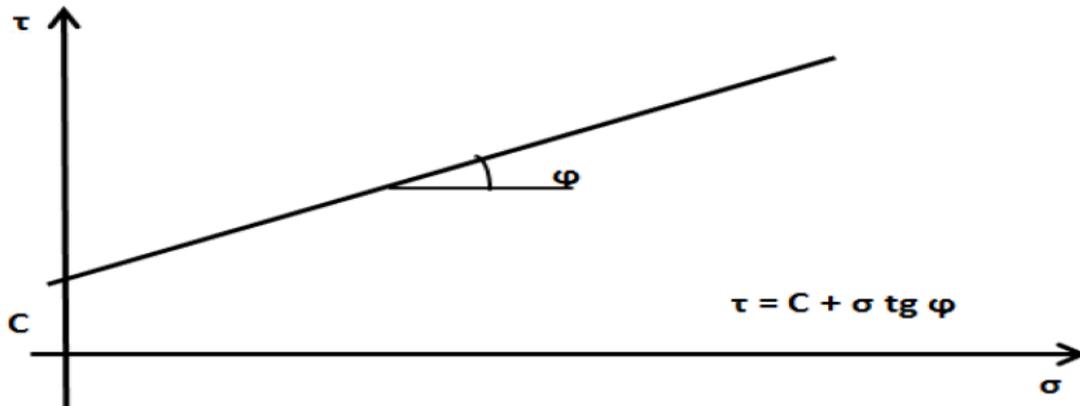


Figure II.8 : Droite intrinsèque pour le cas des sols cohérents et frottant.

Trois types d'essais sont couramment réalisés :

- **Essai consolidé, drainé (CD) :**

Dans ce type d'essai, les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol). Donc à tout instant ($u = 0$). Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb.

La courbe intrinsèque est une droite d'équation : $\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$

Avec : ϕ' : angle de frottement effectif,

c' : cohésion drainée

- **Essai consolidé, non drainé avec mesure de u (CU) :**

Pour ce type d'essai, l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte verticale est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, plus rapide que l'essai consolidé drainé, permet malgré tout d'accéder aux caractéristiques intergranulaires du sol c' et ϕ' , à condition de l'interpréter en contraintes effectives.

$$\tau = cu + \sigma \operatorname{tg} \phi_u$$

• **Essai non consolidé non drainé (UU) :**

Les pressions interstitielles dans ce type d'essai ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer c_u , cohésion non drainée. L'angle de frottement interne ϕ_u est généralement supposé nul.

II.2.4-Principe de la méthode :

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi – boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale déterminée.



Figure II.9 : Les boîtes de cisaillement.

La demi – boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement N est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi – boîte supérieure. (Techouani, 1999).

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel s'exerce une contrainte normale déterminée. (LCPC, 1987).

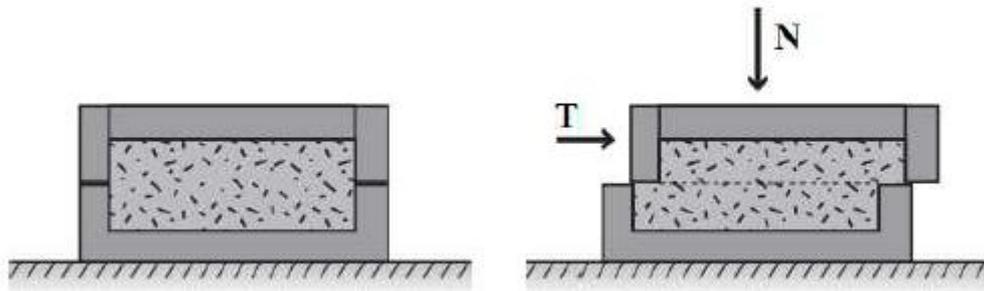


Figure II.10 : Principe de l'essai de cisaillement.

II.2.5-La procédure de l'essai :

(Cet essai réalisé au laboratoire de recherche LGEA de UMMTO)

Dans notre étude, on s'intéresse à la détermination des caractéristiques non consolidées non drainée.

Comme les sols à qui on a faire est de sol pulvérulent, on choisit la boîte de cisaillement à section intérieure circulaire qui convient à ce type de sol. L'essai est effectué sur l'échantillon grès représentatif tamisés au tamis 5 mm, et compactés couche par couche dans la boîte de Casagrande déjà montée (**figure II.9**). Le compactage se fait à l'aide d'un pilon dont la surface de contact est légèrement inférieure à la surface de la section intérieure de la boîte. Les plaques drainantes sont placées de manière à empêcher le drainage du sol et les pierres poreuses sont utilisées pour permettre l'évacuation de l'eau hors du système.

Cette boîte est placée par la suite dans l'appareil de cisaillement (**figure II.11**). Le cisaillement est lancé. L'éprouvette est donc cisailée sous la force N appliquée. L'essai comporte le cisaillement de quatre éprouvettes de mêmes dimensions, préparées dans les mêmes conditions, cisillées à la même vitesse mais qui sont soumises à des efforts verticaux différents.

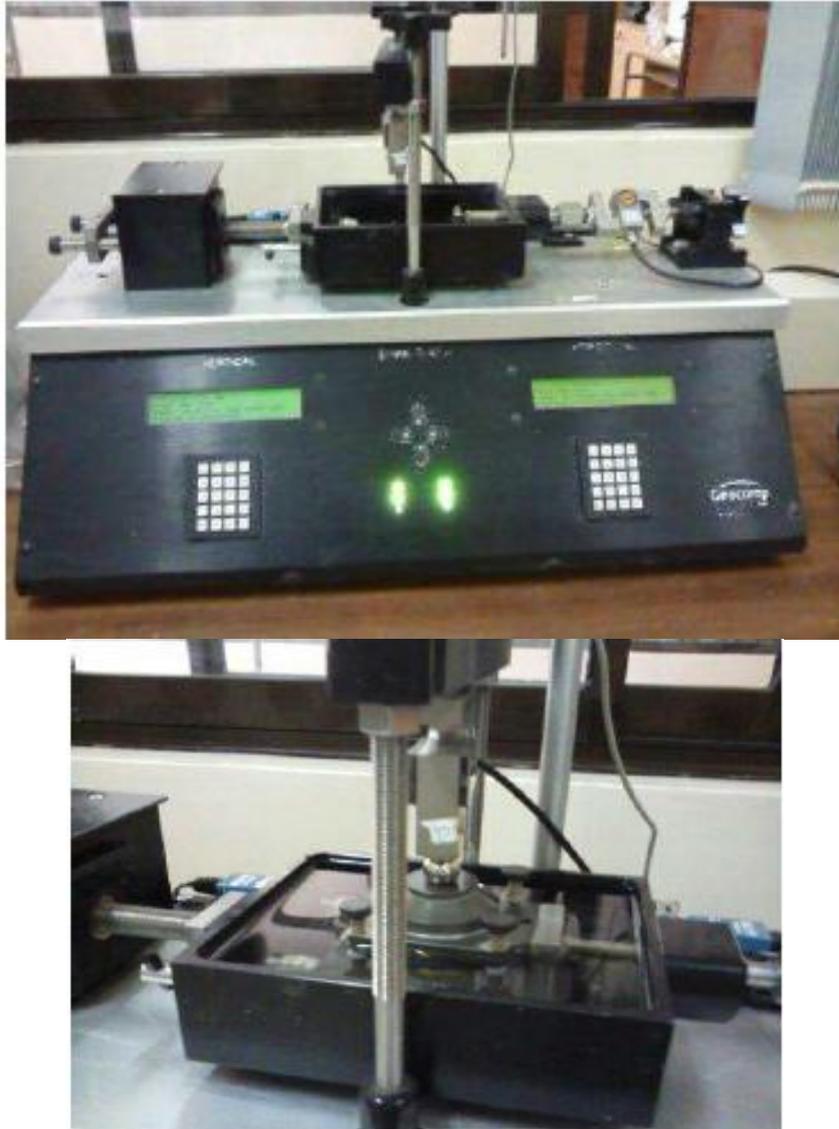


Figure II.11 :L'appareil de cisaillement

II.2.6-Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement :

II.2.6.1-Avantages :

- Simple (la manipulation est facile) ;
- Rapide (la durée d'exécution courte) ;
- Economique (le coût n'est pas cher).

II.2.6.2-Inconvénients :

- Contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture ;
- Non uniformité de déformation dans le sol ;

- Frottement de deux demi-boîtes ;
- Pas de contrôle de la pression interstitielle.

II.2.7-Présentation des résultats :

II.2.7.1- Expression des résultats :

- L = longueur de la boîte de cisaillement, (L = 60 mm);
- ΔL : déplacement horizontale (mm);
- S_c : la section corrigée, $S_c = L (L - \Delta L)$ en mm²; La variation de volume en pourcentage (%), $\varepsilon_v = (\Delta V/V)$; Avec ΔV : variation volumique en mm³.

La contrainte tangentielle $\tau = T/ S_c$ en KPa où T est la force de cisaillement en (daN).

II.2.7.2-Les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte sont représentés sous forme de courbes :

- Courbe contrainte déformation $\tau = f(\varepsilon_h)$, $\varepsilon_h = \Delta L/L$ étant la déformation horizontale
- Courbe de variation de volume $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$,
- Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$.

 100Kpa

 200Kpa

 300Kpa

 400kpa

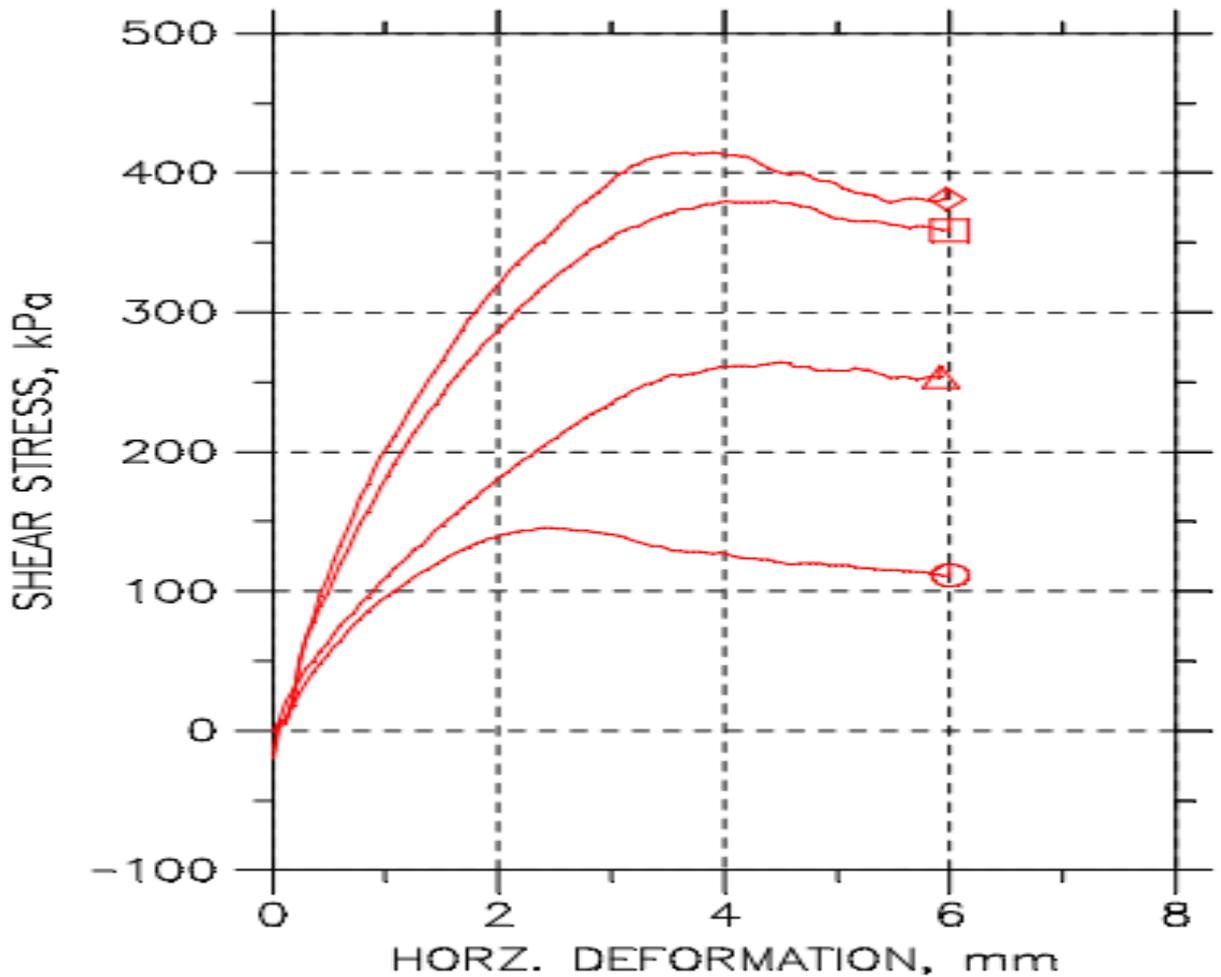


Figure II.12 : la courbe contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$

Interprétations :

Les courbe de contrainte déformation pour le matériau étudié sont présentées sur la figure, elles montrent que la résistance au cisaillement de l'échantillon étudiés augmentent initialement en fonction de déformation. Au-delà de ϵ_h enivrent (2-4mm), les courbes contrainte déformation ont tendance de plus en plus évaluer en paliers. Les courbes (100, 200,300kpa) ne présentent pas le pic de cisaillement sauf la courbe (400kpa).

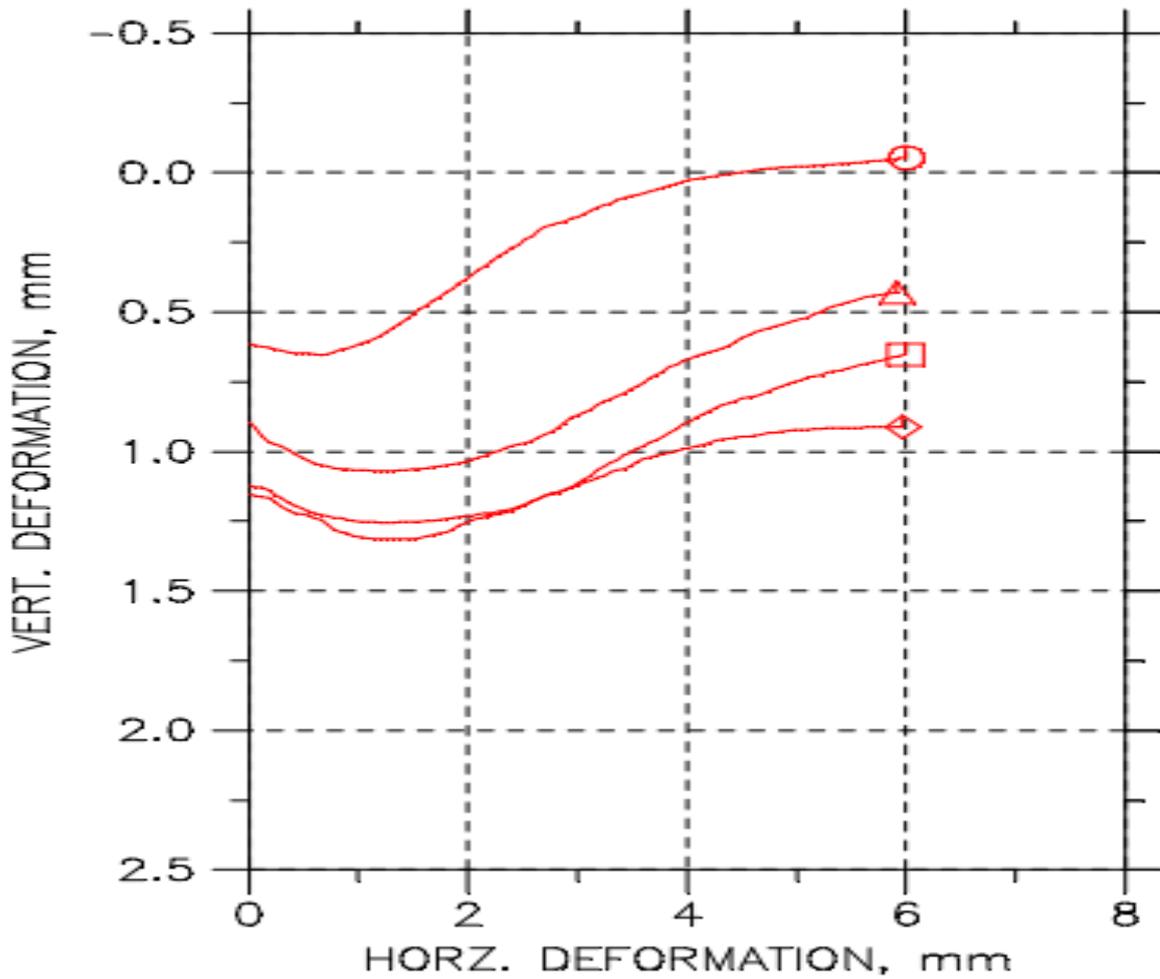


Figure II.13 : la courbe de variation de volume

Interprétations :

Les courbes de variation de volume montrent que le matériau étudiés présentent un contractante sous les contrainte 100, 200,300, 400Kpa. On constate un tassement enchevêtrement des grains au cours de cisaillement, et on remarque une dilatance sous la contrainte 100kpa

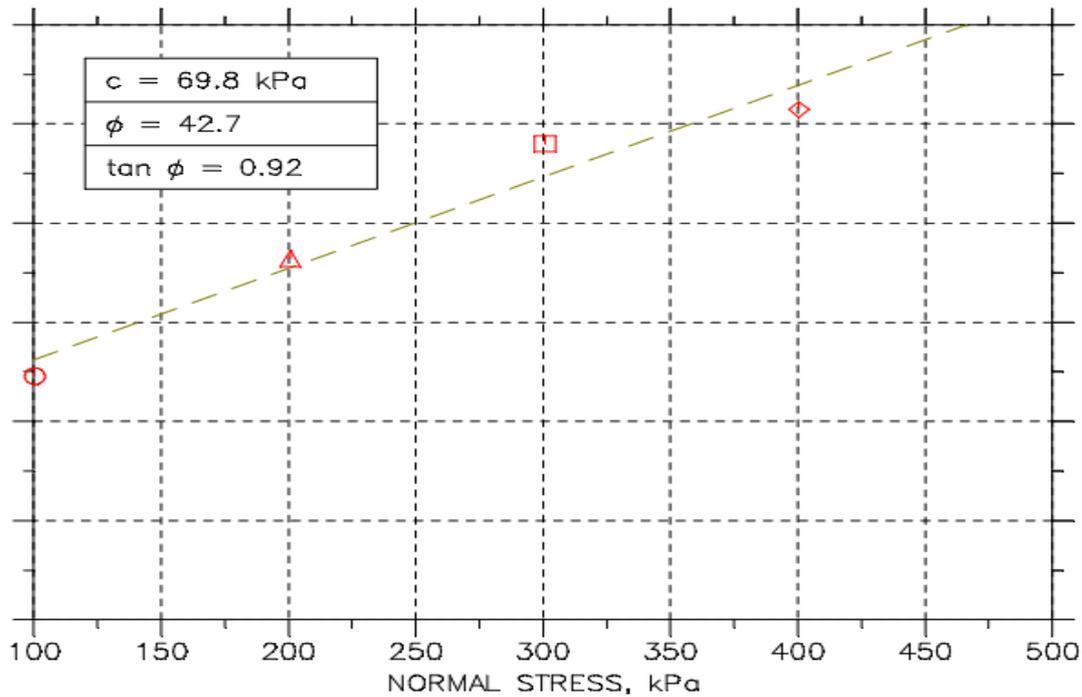


Figure II.14: la droite intrinsèque

II.2.9-Résultats de l'essai de cisaillement :

Tableau II.2 : caractéristique mécanique au cisaillement directe a la boite

$\phi(^{\circ})$	$c(Kpa)$
42.7	69.8

Interprétation :

La courbe intrinsèque qu'on a obtenue pour un sol pulvérulent est une droite qui ne passe pas par l'origine.

Les caractéristiques mécaniques obtenues montrent que le matériau étudié présente un angle de frottement important, La cohésion obtenue est élevée.

Conclusion :

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement de nos matériaux, à savoir leurs résistances au cisaillement, leurs variations de volume et la variation de leurs caractéristiques mécaniques.

L'étude du comportement en compressibilité à l'oedomètre fera l'objet du chapitre suivant.

II.3-ESSAIS DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

Introduction :

Pour la stabilité des ouvrages et pour la sécurité des personnes et des biens, il faut toujours s'assurer que le sol ou on veut construire est un sol capable de supporter le poids de l'ouvrage considéré et de ces éléments annexes.

C'est pour cela que l'étude des tassements des sols est l'un des points les plus importants de tous les projets de construction. En effet, le plus souvent la charge ainsi transmise au sol est dirigée suivant la verticale et les déformations qui en résultent sont en majeure partie dirigées suivant cette direction.

II.3.1-Définitions :

- **Compressibilité** : Il s'agit de l'aptitude d'un corps à diminuer de volume (à masse constante) sous l'effet d'une augmentation de pression. Elle se manifeste instantanément et n'est pas nécessairement réversible.
- **Consolidation** : On appelle consolidation la diminution progressive de la teneur en eau d'un sol saturé sous charge constante qui se traduit par une diminution du volume apparent (V).
- **Tassement** : C'est un abaissement du niveau du terrain qui correspond principalement à l'évacuation d'une partie de l'eau vers des zones de moindres pressions inertielles (consolidation).
- **Oedomètre** : C'est un dispositif permettant la pression unidirectionnelle d'un échantillon de sol saturé, soumis à des charges verticales, drainé suivant cette direction et maintenu latéralement par une paroi rigide. Un comparateur permet de suivre le tassement de l'échantillon.
- **Courbe oedométrique** : On applique d'abord une première charge et on attend la fin de la consolidation sous cette charge, puis on applique une deuxième charge double de la précédente et on attend qu'il y ait consolidation, chaque charge suivante est double de la précédente. On calcule à chaque charge l'indice des vides en fin de consolidation on peut tracer la courbe ($e=f(\log \sigma)$) appelée courbe oedométrique. (Magnan, 2000).

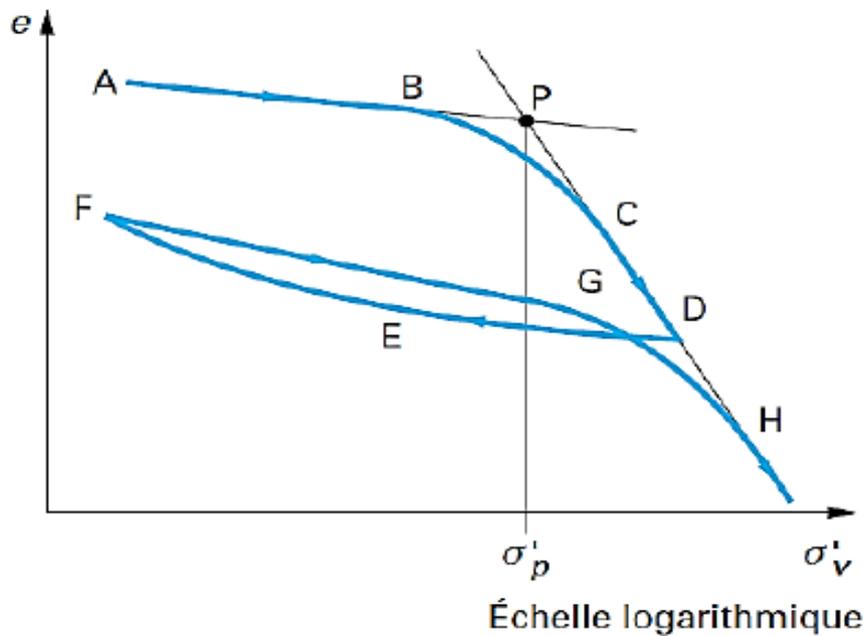


Figure II.15: Courbe oedométrique (Magnan, 2000).

II.3.2-Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité :

Soit la pression de pré-consolidation, trois cas sont possibles, selon la valeur de la contrainte effective verticale appliquée à un sol situé à la profondeur z .

- **Sol sur-consolidé $\sigma'_p > \sigma_0$:**

Un sol est dit sur-consolidé s'il a subi au cours de son historique une pression supérieure à l'actuelle pression due au poids des terres, par exemple, certaines couches de sol ayant subies le poids des glaciers aujourd'hui disparus.

- **Sol normalement consolidé $\sigma'_p = \sigma_0$:**

C'est un sol qui a tassé sous son propre poids et qui n'a jamais subi d'autres pressions supérieures à celles de l'actuelle.

- **Sol sous consolidé $\sigma'_p < \sigma_0$:**

Ces sols sont en cours de consolidation sous leur poids propre, il s'agit de récents remblais mal ou non compactés ou bien d'une vase, (Magnan, 1991).

II.3.3-But de l'essai :

La manipulation a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol chargé progressivement pendant plusieurs jours, qui est placé dans une cellule oedométrique. Un comparateur servant à mesurer la déformation et un dispositif de chargement complète l'appareillage en vue d'établir la relation entre les contraintes effectives et les déformations ou (les indices des vides).

II.3.4-Principe de l'essai :

Un échantillon de sol est placé dans une cellule cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Les déformations verticales ou tassements de l'échantillon après chargement sont mesurés à l'aide d'un comparateur au (1/100 de mm).

Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé (c'est-à-dire ; les charges sont appliquées sur un piston) par l'intermédiaire d'un bras de levier. Le chargement s'effectue par paliers lorsque le tassement correspondant au premier palier est stabilisé. Les diamètres des cellules varient selon la classe granulaire des échantillons. Les cellules usuelles sont de diamètre : (50mm, 70mm, 80mm). Pour les essais qui suivent nous prendrons les cellules de diamètres 50mm et 75mm et de hauteur 19mm.

II.3.5-Appareillage :

Les oedomètres utilisés sont à chargement par l'avant, ils se composent de :

- Un moule oedométrique métallique rigide de section cylindrique.
- Un dispositif de chargement ou bâti de chargement : il doit appliquer les charges suivant l'axe du piston.
- Des jeux de masse variant de 0,5 Kg à 64 kg (pour la grande cellule) et 0,25 à 32 Kg (pour la petite cellule): ce sont des disques plats fondus.
- Un comparateur.
- Appareillage d'usage courant.
- Une trousse coupante pour tailler l'échantillon.

- Une balance électronique de précision pour mesurer les teneurs en eau.
- Une étuve.
- Un couteau.
- Un chronomètre.
- Du papier filtre pour protéger les pierres poreuses.

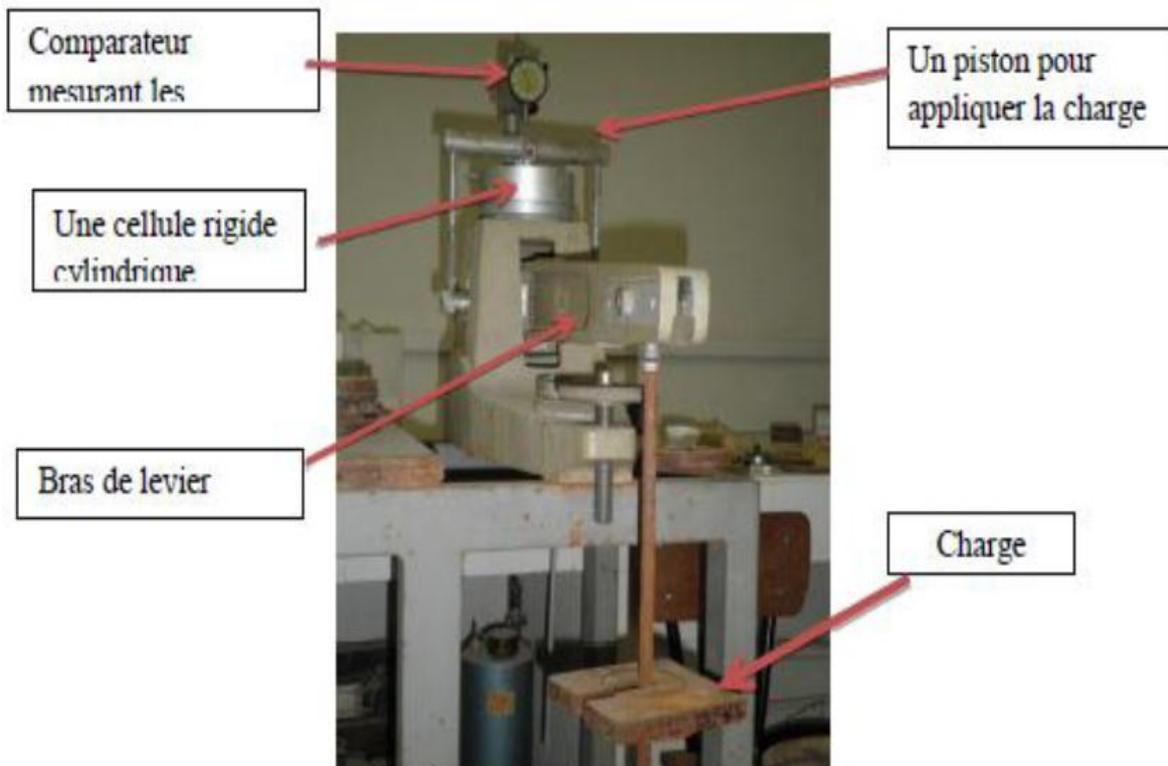


Figure II.16: Appareillage oedométrique utilisé.



Figure II.17 : Le moule oedométrique.

II.3.6-Déroulement de l'essai :

Les principaux points du déroulement des essais oedométrique sont :

- Une fois l'échantillon est prêt, le placer dans la cellule entre deux pierres poreuses. L'ensemble est placé sur le bâti de consolidation.
- Appliquer, sur l'échantillon, des charges doublées toutes les 24 heures de 0,5 à 64 kg (Grande cellule) et 0,25 à 32 Kg (petite cellule).
- Procéder ensuite, au déchargement par paliers stabilisés de contraintes décroissantes de 64 à 1Kg et de 32 à 0,5 Kg.
- La durée des paliers de chargement déchargement est de 24 heures (temps nécessaire pour la stabilité des déformations).
- Pour chaque palier, effectuer sur un comparateur fixé à l'appareil des lectures de tassement ou de gonflement de l'échantillon.

II.3.7-Caractéristiques obtenues à l'odomètre :

L'essai oedométrique permet de déterminer :

- L'indice des vides initial avant la réalisation de l'essai et son évolution au cours de la consolidation.
- Les principaux paramètres d'identification à savoir : la teneur en eau initiale, le poids volumique initial et le poids volumique du sol sec.
- Les paramètres de compressibilité : indice de compression, indice de gonflement et la contrainte de pré-consolidation.

II.3.7.1-L'indice des vides :

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

$$e = \frac{h-h_p}{h_p} \quad (1)$$

Avec : **h**: hauteur de l'échantillon au moment considéré.

h_p: Hauteur équivalente du solide ou hauteur des grains solide.

Dans la première méthode l'expression de h_p est donnée par la relation (1), par contre dans la seconde, elle est donnée par la relation (2) :

$$h_p = \frac{m_s}{\rho_s \times s} \quad (2)$$

Avec : m_s : Masse de l'échantillon sec .

ρ_s : Masse volumique des grains solides.

S : section droite de l'enceinte.

$$h_p = H_0 - \frac{m_h - m_s}{\rho_s \times s}$$

Avec :

H_0 : Hauteur initiale de l'échantillon.

m_h : Masse initiale humide de l'échantillon.

m_s : Masse de l'échantillon sec.

ρ_w : Masse volumique de l'eau (1 g/cm³).

S : section droite de l'enceinte.

II.3.7.2- Paramètres d'identification :

L'échantillon soumis à l'essai oedométrique sera caractérisé par les paramètres suivants :

- Teneur en eau initial de l'échantillon $w = \frac{m_h - m_s}{m_s} \times 100$
- Masse volumique initial du sol sec $\rho_d = \frac{m_s}{H_0 s}$
- Masse volumique initial $\rho = \frac{w_h}{H_0 s}$

II.3.8- Caractéristiques de compressibilité :

II.3.8.1- Courbe de compressibilité :

Les courbes de compressibilité sont représentées dans un diagramme Δe -Log(σ) en reliant les points (e_i, σ_i), e_i étant l'indice des vides atteint en fin de palier de chargement ou de déchargement sous la charge (σ_i) ; la **figure II.18** illustre l'allure d'une courbe de compressibilité $e_i = f(\sigma_i)$. La courbe de chargement se présente, en général, en trois parties :

Une partie droite avec une faible pente suivie d'une partie courbe, puis d'une nouvelle droite possédant une pente beaucoup plus accentuée.

La détermination de la contrainte de pré-consolidation notée σ'_p se fait graphiquement: soit par la méthode de Casagrande ou alors par le point d'intersection des deux pentes de la courbe de compressibilité comme elle est représentée par la **figure II.9**.

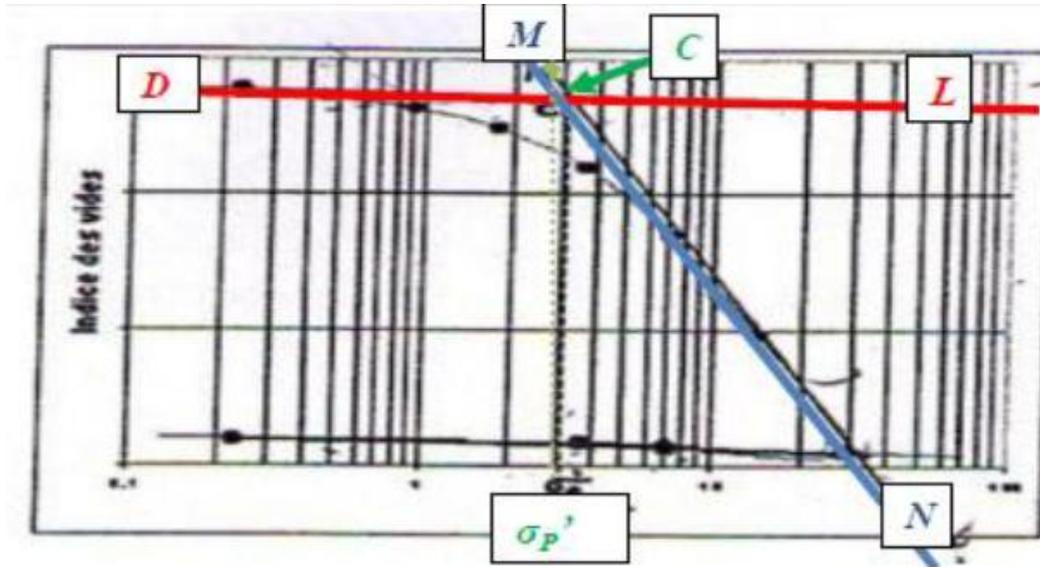


Figure II.18 : Détermination graphique de σ'_p

II.3.9-Indice de compression et de gonflement :

II.3.9.1-Indice de compression :

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

$$C_c = \left. \frac{-\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right|_{MN}$$

II.3.9.2-Indice de gonflement :

Est, par définition, la pente de la droite DL parallèle à la droite AB de la figure 3 (AB représente la pente moyenne de la boucle de déchargement-rechargement). Notée C_g , son expression est donnée par la relation :

$$C_g = \left. \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right|_{DL}$$

II.3.9.3-Contrainte de pré-consolidation :

Les droites DL et MN de **Figure II.18** se coupent au point C. La contrainte (σ) correspondant au point C est appelée « Contrainte de Pré-consolidation » et notée σ_p' .

II.10-Variation de l'indice des vides (Δe) en fonction de $\log(\sigma')$:

Pour pouvoir tracer les courbes de compressibilité, il faut, en premier lieu calculer les variations de l'indice des vides (Δe) en fonction de (Δh) (tassement ou gonflement des échantillons) puis calculer les indices des vides correspondants.

II.11-La courbe de compressibilité:

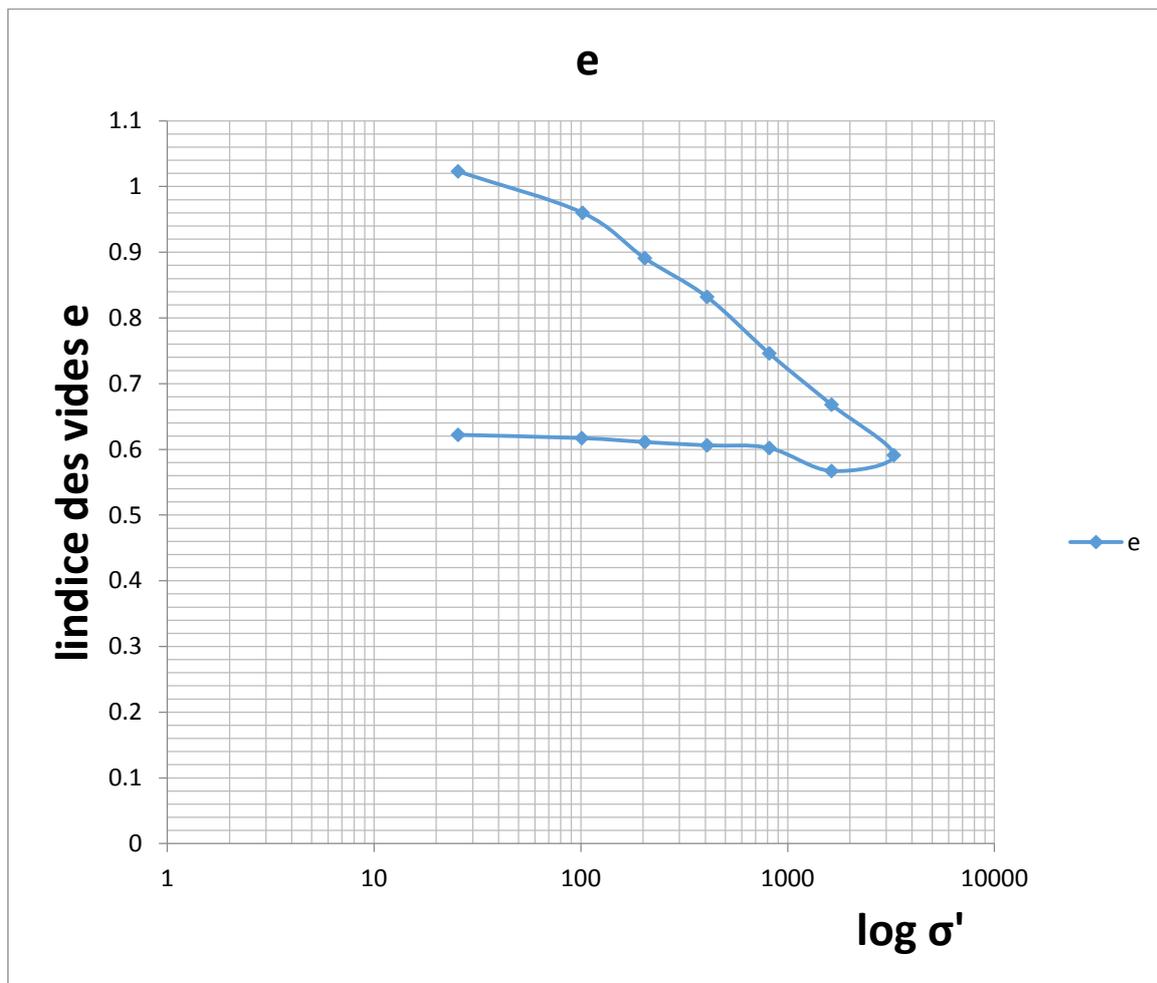


Figure II.19 : courbe oedométrique.

II.3.12-Les résultats obtenus :

Tableau II.3: résultat de l'oedomètre

L'échantillon	c_c	c_g
Le grès	0.26	0.1

Tableau N° II.4 : Classification des sols du point de vue gonflement d'après Sanglerat

Cg	Appréciation
<0.005	Non Gonflant
>0.005	Peu gonflant

Tableau II.5 : 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	
0.05-0.1	sol peu compressible	
0.1-0.2	Sol moyennement compressible	Argile moyenne
0.2-0.3	Sol assez fortement compressible	Argile molle
0.3-0.4	Sol très compressible	
>0.5	Sol extrêmement compressible	

Interprétation des résultats :

L'essai de compressibilité réalisé montre que le grès étudiés présente une courbe de deux phase :

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.

Cependant, les résultats obtenus à l'essai oedométrique montrent que les grés sont assez fortement compressible ($0.2 < c_c < 0.3$) « **terzaghi** » et type de sol (argile moyenne), et peu gonflant ($c_g > 0.005$).

Conclusion :

Les essais oedométriques réalisés sur les échantillons étudiés, ont permis d'étudier leur compressibilité et leur gonflement en chargement-déchargement. Cependant le matériau étudié est argile moyenne assez fortement compressibles et peu gonflants.

Chapitre III :

Essais des caractéristiques géotechniques

Introduction :

On effectué des essais des caractéristiques géotechniques dans le but de connaitre le comportement mécanique de ce matériau et éventuellement aux sols routiers.

Les principaux essais sur les granulats sont :

III .1-Essai LOS ANGELES :

(Cet essai réalisé au laboratoire de recherche L.G.E.A de UMMTO)

L'essai LOS ANGELES consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs a 1.6mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés dans la machine selon la norme **NF P18-573**

III .1.1-Appareillage :

Il composé essentiellement :

- D'une machine los Angeles a 11 boulets.
- D'un tamis normalisée 1.6 mm
- D'une étuve et d'une balance.



Figure III.1 : TAMBOUR LOS ANGELES

III .1.2-Mode opératoire :

L'essai s'effectue sur cinq (05) kilogrammes de classe granulaire (12.5-10 mm) d'une fraction de matériau à tester par rotation avec des boulets métallique dans une machine tournant a 30 tr /mm.

III .1.3-Résultats de l'essai :

Connaissant la granularité de la fraction du matériau a testé avant l'essai, on mesure a la sortie de la machine la quantité de fines produites par la fraction boulets pendant 500 tours.

Le coefficient Los Angeles est par définition :

$$L.A = 100 \times \frac{5000 - m'}{5000}$$

Avec : m' = refus du matériau au tamis de 1.6 mm.

Tableau III.1 : Calcul du coefficient Los Angeles.

Echantillon	m' en gramme	L.A(%)
N° 1	456.5	90.87

Interprétation :

On constate que plus la valeur du coefficient Los Angeles est élevée, plus le matériau est peu résistant aux chocs, donc friable et fragile.

La norme NF P18-573 prévoit :

- Matériau pour corps et chaussées **L.A<25**.
- Matériau pour couche de forme **L.A<45**.

Dans notre cas, le coefficient Los Angeles obtenu est supérieur à 45, donc notre matériau est inutilisable pour les corps de chaussées et pour les couches de forme.

III.2-Essai micro-Deval en présence d'eau :

(Cet essai réalisé au laboratoire de recherche L.G.E.A de UMMTO)

L'essai Micro-Deval consiste à mesurer l'usure des granulats produite par frottements réciproques dans un cylindre en rotation dans des conditions bien définies .il s'effectue sur granulaire 10 /14ou à défaut 6.3/10 du matériau.

En fonction de la fraction granulaire, on choisit la charge abrasive comme suit :

Tableau III.2 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Fraction granulaire (mm)	Charge abrasive (g)
10-14	5000 ± 5
6.3-10	4000 ± 5
4-6.3	2000 ± 5

III.2.1-Appareillage :

- Une machine Micro-Deval.
- Des séries de tamis (8 et 1.6 mm).
- Une étuve.
- Une balance.



Figure III.2 : Machine d'essai Micro-Deval

III.2.2-Mode opératoire :

500g de matériau sec de classe (6.3-10 mm) est introduite dans le cylindre d'essai de la machine avec 2.5litres d'eau et la charge abrasive (billes d'acier) correspondante. L'ensemble matériau +charge abrasive est soumis à une rotation de 100T/mm pendant 2 heures.

III.2.3-Résultats de l'essai:

Connaissant la granularité de l'échantillon avant l'essai, on mesure par tamisage à 1.6mm la quantité de fine produite pendant la rotation de la machine.

Le coefficient Micro-Deval en présence d'eau s'exprime par la formule suivante :

$$MDE = \frac{M - M'}{M} = \frac{500 - M'}{500}$$

Avec : M' = refus du tamis de 1.6 mm.

Tableau III.3 : Calcul du coefficient micro-Deval.

Echantillon	En présence d'eau (2.5 L)	
	Refus(g)	MDE(%)
N°	0	100

Interprétation :

On constate que plus la valeur de MDE est élevé moins le matériau est résistant à l'usure par abrasion.

La norme **NF P18-572** prévoit :

- Matériau pour corps de chaussée **MDE<20**.
- Matériau pour couche de forme **MDE<45**.

Dans notre cas le MDE est supérieur à 45, cela implique que notre matériau est inutilisable pour la chaussée.

III.3-L'essai de perméabilité :

Introduction :

Les essais de perméabilités sont effectués sur différentes tailles de grains des grès. Ils ont été réalisés au laboratoire de recherche L.G.E.A de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Un perméamètre à charge constante a été utilisé, pour tenir compte de la grosseur des grains de grès et de leur forme.

III.3.1-L'Essai de perméabilité a 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
- L'échantillon de grès est saturé et ne subit pas de changement de volume durant l'essai.
- La perte de charge Δh demeure constante.

III.3.1.2-Les étapes de déroulement des essais :

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

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

- La mise en place de l'échantillon de grès dans le moule de perméamètre :

On effectue l'essai de perméabilité à charge constante sur des échantillons de grès.

On dépose un papier filtre à la base du moule de perméamètre, afin de limiter le passage des grains de grès causé par le passage de l'eau.

On place notre échantillon de grès dans le moule de perméamètre à charge constante jusqu'à l'occupation de tout le volume de moule.

Chapitre III : Essais caractéristique géotechnique

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 de grès :

La présence des bulles d'air dans les vides des échantillons de grès, compte tenue des faibles dimensions de l'échantillon dans le perméamètre, à pour effet d'abaisser la valeur de coefficient de perméabilité. Pour éliminer ces bulles, on doit saturer l'échantillon de grès.

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.

- La détermination du coefficient de perméabilité :

Lorsque l'échantillon de grès est saturé, on dégage la pince qui bloque la sortie d'eau en tenant compte de garder le niveau d'eau constant dans le réservoir à l'aide d'un trop plein. 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 placé directement sous la sortie d'eau

III.3.1.3- Description de l'appareil :

La perméabilité des sols est un facteur très important pour étudier les comportements des sols en place par rapports aux écoulements d'eau. Cet appareil est adapté pour les sols grossiers, tels que sables et gravier. L'éprouvette est obtenue dans une cellule acrylique perméable. On passe l'eau à travers cette cellule qui est connectée à un réservoir d'eau constant. La cellule de perméabilité a 3 positions de prise de pression, qui sont connectées au tube du manomètre, fixé sur le bâti et ayant une échelle graduée. Deux cellules à charge constante sont disponibles \varnothing 80 et \varnothing 114 mm.

- La cellule utilisée pour les essais effectués dans ce travail est celle \varnothing de 80 mm :

Cylindre en plexyglass acrylique \varnothing 80 mm intérieur, retenu entre deux plaques non métalliques et pourvu de 3 points de mesure de pression (1,2 et 3), poids 3 kg.

Chapitre III : Essais caractéristique géotechnique

- Tubes manométriques et support métallique :

Composés de 3 tubes en verre avec raccords et connexions, à diamètre constant, échelle métrique et tubes de raccordement. Le tout monté sur un bâti stable. Dimensions 210x50x1160 mm, poids 5 kg.

- Réservoir à niveau constant :

Fabriqué en plexyglass acrylique, avec tubes de trop-plein, réglable en hauteur en relation avec le réservoir. Poids 3 kg.



Figure.III.3 : Perméamètre à charge constante

III.3.1.4-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 constante.

III.3.1.5- Matériel utilisé :

- Perméamètre à tubes piézométriques en verre à niveau constant.
- chronomètre pour déterminer le temps d'écoulement.
- l'échantillon de grès.
- deux éponges ou pierre poreuse pour filtrer l'eau.
- un récipient gradué pour mesurer le volume d'eau.

III.3.1.6-Mode opératoire :

- on commence par amener l'échantillon à la saturation.

Chapitre III : Essais caractéristique géotechnique

- 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 .



Figure III.4 : l'essai de perméabilité a charge constante

III.3.1.7- Présentation des résultats :

Les résultats obtenus des essais sont présentés ci-après, avec :

Chapitre III : Essais caractéristique géotechnique

$$Q = 600 \text{ ml} = 0.6 \text{ l} = 6 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14 \times 8^2}{4} = 50.24 \text{ cm}^2 = 50.24 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$k = \frac{ql}{\Delta h A}$$

$l_{1-2} = 0.07 \text{ m}$; $l_{2-3} = 0.07 \text{ m}$; $l_{1-3} = 0.14 \text{ m}$ avec $l_{1-2}, l_{2-3}, l_{1-3}$ représentent les distances entre chaque deux points de perméamètre.

+°Tableau III.4: Essais de perméabilité à charge constante sur les grès

Essais	Δh (m)			t(s)			L (m)			A (m ²)	Q (m ³)	q 10 ⁻⁵ (m ³ /s)			Ki (m/s)			K 10 ⁻³ (m/s)
	1-2	2-3	1-3	1-2	2-3	1-3	1-2	2-3	1-3			1-2	2-3	1-3	1-2	2-3	1-3	
1	0.032	0.032	0.074	33	35	32	0.07	0.07	0.14	50.24E-04	6E-04	1.818	1.714	1.875	7.92E-03	7.46 E-03	7.06E-03	7.48
2	0.115	0.08	0.025	49	44	45	0.07	0.07	0.14	50.24E-04	6E-04	1.224	1.363	1.333	1.48 E-03	2.37 E-03	1.49 E-02	6.25
3	0.02	0.17	0.187	33	34	32	0.07	0.07	0.14	50.24E-04	6E-04	1.818	1.764	1.875	1.26 E-02	1.45 E-03	2.79E-03	5.61
																	Moyenne	6.45

Interprétation des résultats :

D'après les tableaux résultants des essais de perméabilité effectués au laboratoire, nous constatons que :

D'après la courbe granulométrique continue, nous constatons que le matériau possédant toutes les dimensions de grains, les particules à petites dimensions occupent les vides entre les gros grains ce qui conduit à une légère diminution de la porosité du sol, et a une très faible perte de charge.

La perte de charge est quasiment importante dans un temps d'écoulement d'eau à une grande vitesse.

Chapitre III : Essais caractéristique géotechnique

Entre les points (1-2),(2-3) et (1-3) on remarque une petite variation dans le coefficient des perméabilité qui est engendrée par la migration des particules a faibles diamètres est qui ont été portés par l'infiltration de l'eau.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans l'essai de perméabilité à charge constante représentés par le Tableau III.4, nous constatons que la valeur du coefficient de Perméabilité d'un sol dépend dans une large mesure de sa granulométrie.

Le temps et la vitesse d'infiltration de l'eau dans le sol sont plus importants.

Augmentation de la vitesse d'écoulements dans le grès, donc il a une bonne perméabilité qui encourage leur utilisation dans la conception du drainage du sol.

III.3.2- L'essai de perméabilité a charge variable :

Introduction :

La perméabilité d'un sol peut être déterminée en laboratoire ou in situ. Les essais de laboratoire consistent à prélever un échantillon de sol et à mesurer sa perméabilité à l'aide d'un perméamètre.

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.

Les essais de perméabilité sont effectués sur l'échantillon des grès. Ils ont été réalisés au laboratoire de recherche L.E.G.A de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

III.3.2.1-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.

III.3.2.2-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 de grès.

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.

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 vertical 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 .

Le coefficient de perméabilité k est donné par la formule suivante :

$$K_T = \frac{aL}{At} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

A : section de l'échantillon ;

a : section du tube

t : temps d'écoulement ;

L: hauteur l'échantillon;

h_i : charge hydraulique à l'instant

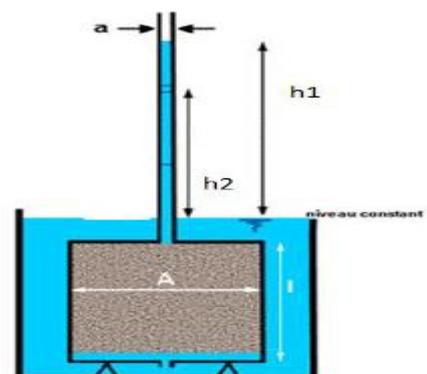


Figure III.5 : L'essai de perméabilité a charge variable.

III.3.2.3 - Appareillage :

Le perméamètre comporte :

- Une cellule (cylindre) en acier inoxydable de diamètre $\phi = 10\text{cm}$ et d'hauteur $L = 13\text{cm}$.
- Un réservoir d'eau sert à alimenter la cellule.
- Un moule de diamètre $\phi = 19,5\text{cm}$ 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. de différentes sections (Tube 01, Tube 02 et Tube 03 de diamètre $\phi = 5, 7, 8$ mm respectivement).
- Deux éponges ou pierres poreuses pour filtrer l'eau.



Figure III.7 : Perméamètre à charge variable.

III.3.2.4-But de l'essai :

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

III.3.2.5- Matériels utilisés :

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

III.3.2.6- 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 .

Chapitre III : Essais caractéristique géotechnique

III.3.2.7-Les résultats des essais de perméabilité à charge variable :

a) Essai N°01 :

Tableau III.5: Essai N°01de perméabilité à charge variable sur le grès

N° Tube	h_1 (m)	h_2 (m)	t (s)	A (m ²)	$a_1 \cdot 10^{-6}$ (m ²)	L (m)	$a_1 L/A$ (m)	K_T (m/s)
Tube n°1	1.15	0.8	5	0.00785	3.14	0.13	0.000052	3.77E-06
	1.15	0.6	8	0.00785	3.14	0.13	0.000052	4.22E-06
	1.15	0.4	12	0.00785	3.14	0.13	0.000052	4.57E-06
	1.15	0.2	20	0.00785	3.14	0.13	0.000052	4.54E-06
	moyenne 1							
N° Tube	h_1 (m)	h_2 (m)	t (s)	A (m ²)	$a_2 \cdot 10^{-5}$ (m ²)	L (m)	$a_2 L/A$ (m)	K_T (m/s)
Tube n°2	1.15	0.8	20	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	5.89E-06
	1.15	0.6	31	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	6.82E-06
	1.15	0.4	50	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	6.86E-06
	1.15	0.2	75	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	7.57E-06
	moyenne 2							
moyenne totale								5.53E-06

Chapitre III : Essais caractéristique géotechnique

b) Essai N°02 :

Tableau III.6 : Essai N°02 de perméabilité à charge variable sur le grès

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)
Tube n°1	1.15	0.8	6	0.00785	3.14	0.13	0.000052	3.15E-06
	1.15	0.6	9	0.00785	3.14	0.13	0.000052	3.76E-06
	1.15	0.4	15	0.00785	3.14	0.13	0.000052	3.66E-06
	1.15	0.2	23	0.00785	3.14	0.13	0.000052	3.95E-06
	moyen 1							
N° Tube	h_1 (m)	h_2 (m)	t (s)	A (m ²)	$a_2 10^{-5}$ (m ²)	L (m)	$a_2 L/A$ (m)	K_T (m/s)
Tube n°2	1.15	0.8	24	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	4.91E-06
	1.15	0.6	37	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	5.71E-06
	1.15	0.4	58	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	5.91E-06
	1.15	0.2	87	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	6.53E-06
	moyen 2							
moyenne totale								4.69E-06

c) Essai N°03 :

Tableau III.7 : Essai N°03 de perméabilité à charge variable sur les grès

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)
Tube n°1	1.15	0.8	3	0.00785	3.14	0.13	0.000052	6.29E-06
	1.15	0.6	5	0.00785	3.14	0.13	0.000052	6.76E-06
	1.15	0.4	6	0.00785	3.14	0.13	0.000052	9.15E-06
	1.15	0.2	9	0.00785	3.14	0.13	0.000052	1.01E-05
	moyenne 1							
N° Tube	h_1 (m)	h_2 (m)	t (s)	A (m ²)	$a_2 10^{-5}$ (m ²)	L (m)	$a_2 L/A$ (m)	K_T (m/s)
Tube n°2	1.15	0.8	7	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	1.68E-05
	1.15	0.6	12	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	1.76E-05
	1.15	0.4	16	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	2.15E-05
	1.15	0.2	26	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	2.19E-05
	moyenne 2							
moyenne totale								1.38E-05

Le coefficient de perméabilité à charge variable est :

$$K_T = (5.53E-06 + 4.69 E-06 + 1.38E-05) / 3 = 8.01E-6 \text{ m/s}$$

Interprétations des résultats :

D'après les tableaux résultants des essais de perméabilité effectués au laboratoire, nous constatons que :

D'après la courbe granulométrique continue, nous constatons que le matériau possédant toutes les dimensions de grains, les particules à petites dimensions occupent les vides entre les gros grains ce qui conduit à une légère diminution de la porosité du sol.

Le coefficient de perméabilité présente une différence dans les essais (N°1, N°2, N°3), alors que les essais effectués sont les mêmes. A cause de l'emplacement et la disposition de différentes dimensions des grains dans un moule de perméabilité

Le coefficient de perméabilité présente une différence dans le tube n°01 par rapport tube n°02, ces résultats sont relatifs à la section des tubes, tube n°01 de petite section.

On remarque que le temps mesuré pour que l'eau descende du niveau h1 au niveau h2 est court.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans l'essai de perméabilité à charge variable représentés par les tableaux (III.5, III.6, III.7), nous constatons que la valeur de coefficient de Perméabilité d'un sol dépend dans une large mesure de sa granulométrie.

L'emplacement et la disposition de différentes dimensions Des grains dans un moule de perméabilité à une grande influence sur la nature du coefficient de perméabilité.

D'après l'essai de perméabilité à charge variable le grès a une faible perméabilité.

Chapitre IV:
Interprétation des résultats -
Perspectives

Interprétation des résultats – Perspectives :

Dans ce chapitre on représente les interprétations des résultats obtenue dans les essais effectués aux laboratoires MDS et LGEA sur l'échantillon grès sur le tableau suivant:

Analyse minéralogique par diffraction des rayons X :	l'échantillon des grès montre le caractère prédominant du quartz, et minéraux argileux (l'illite, kaolinite)
Analyse granulométrique (NF P 94-040)	La courbe granulométrique de notre matériau est étalée. D'après la classification du LCPC des sols grenus, notre matériau est classé comme grave propre mal gradué.
Essai équivalent de sable	ES<60 nous constatons que grès est un Sable argileux, risque de retrait ou gonflement, à rejeter pour des bétons de qualité.
Essai Proctor normale (NF P 94 – 093)	On constate que la densité sèche optimale maximale est de 18.58 KN/m^3 et la teneur en eau optimale est de 14,23%. le grès compacté sensibles à l'eau
Essai de cisaillement direct a la boite	Les caractéristiques mécaniques obtenues montrent que le matériau étudié présente un angle de frottement important, La cohésion obtenue est élevés.
Essais a compressibilité a l'eodométre	les résultats obtenus à l'essai oedométrique montrent que les grés est assez fortement compressible, et peu gonflant .
Essai LOS ANGELES	On constate que plus la valeur du coefficient Los Angeles est élevée, plus le matériau est peu résistant aux chocs, donc friable et fragile. Dans notre cas, le coefficient Los Angeles obtenu est supérieur à 45, donc notre matériau est inutilisable pour les corps et chaussées et pour les couches de forme

Chapitre IV : Interprétation des résultats- Perspective

Essai micro-Deval en présence d'eau	<p>On constate que plus la valeur de MDE est élevée moins le matériau est résistant à l'usure par abrasion. Dans notre cas le MDE est supérieur à 45, cela implique que notre matériau est inutilisable pour la chaussée.</p>
Essais de perméabilité à charge constante	<p>La perméabilité dans un échantillon constitué de mélange de dimensions des grains de grès varie de haut en bas tel que la vitesse d'écoulement d'eau est grande. Le grès a une bonne perméabilité.</p>
L'essai de perméabilité a charge variable	<p>Le coefficient de perméabilité présente une différence dans le tube n°01 par rapport tube n°02, ces résultats sont relatif à la section des tubes, tube n°01 de petite section. On remarque que le temps mesuré pour l'eau descende de niveau h1 au niveau h2 est court. Le grès a une faible perméabilité.</p>

Conclusion générale

Les grès sont des matériaux abondants dans la wilaya de Tizi-Ouzou, on les retrouve dans plusieurs localités présentant l'avantage d'être en surface et très accessibles vu qu'ils se trouvent à proximité des routes nationales. Les grès s'étendent sur des surfaces importantes et affleurent dans la partie orientale du bassin de Tizi-ouzou : (Tabourth n'ait degane, Aourir, Challan, Moknéa) et le long de la bande littorale (cap tedles zegou, Ait Rouna) ils se développent aussi au centre et au sud du territoire (Souk Tlata, Ihidoucéne).

Les essais d'identifications réalisés permettent de constater que :

-L'analyse minéralogique réalisée montre que le grès étudié comporte un faible pourcentage de minéraux argileux (kaolinite, illite) et un pourcentage assez important de minéraux Quartz.

-Les essais d'identifications effectués sur notre échantillon prélevé de Tala Bouyadif nous permettent de conclure qu'il est insensible à l'eau et présente des caractéristiques physiques assez proches de celle du sable.

-L'essai d'équivalence montre que notre matériau ne présente des traces d'argile.

D'après les essais d'identifications, on conclut que le grès étudié on ne peut pas l'utilisé dans le béton.

Les essais mécaniques réalisés permettent de constater que :

-Les grès traités dans cette étude permettent d'avoir une densité intéressante au compactage à une teneur en eau moyenne.

-l'essais de cisaillement montre un angle de frottement importante, qui accompagne une cohésion assez élevée.

- les grès étudiés sont assez fortement compressibles, et peu gonflant .

Les caractéristiques mécaniques déduites sur les grès étudiés dépendent de plusieurs paramètres. Néanmoins, la présence des minéraux argileux influent négativement sur le comportement des grès.

Les essais des caractéristiques géotechniques réalisés permettent de constater que :

- le grès étudié est inutilisable pour les corps de chaussées et pour les couches de forme d'après les essais (LOS ANGELES et micro-Deval), on peut l'utiliser pour des corps de chaussées a un faible trafic.
- Peut être on peut rajouter un matériau de très bonne qualité pour améliorer sa résistance.
- les essais de perméabilité effectués sur notre échantillon avec le perméamètre à charge constante et variable montrent que les grès sont perméables, car ils contiennent des minéraux assez importants de Quartz et une faible quantité des minéraux argileux, et ils possèdent généralement des gammes de porosité qui favorise la perméabilité, ce qui encourage leur utilisation dans la conception du drainage du sol, la construction des puits.

Références bibliographiques

ALILI Hakim, AMOKRANE Drifa, (1999) Comportement Mécanique des grès. Mémoire de fin d'étude en génie civil, université MOULOUE Mammeri TIZI- Ouzou.

BELMIHOUB Hacem, influence de la dimension fractale sur la perméabilité, Mémoire de magister, université MOULOUE Mammeri TIZI- Ouzou.

Binod Tiwari, PhD (2008), CONSTANT HEAD AND FALLING HEAD PERMEABILITY TEST, university Fullerton California.

BOUDLAL Omar (2007), Etude du comportement des matériaux recyclés au compactage, thèse de magister génie-civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

BOUDLAL Omar (2013), étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. (UMMTO Tizi-Ouzou).

CHERBAL Lynda (2006), Influence des particules fines sableuses sur le compactage du matériau grès, Mémoire de fin d'étude en génie civil, université MOULOUE Mammeri TIZI- Ouzou.

CORDARY D(1994), **Mécanique** des sols, édition Lavoisier, Paris

ARICHANE Khalifa (2013-2014), mécanique des sols 1. Université Hassiba Ben Bouali, Chlef.

LAFHAJ Zoubeir, (1998). "Détermination de la perméabilité des sols in situ : étude expérimentale et numérique du facteur de forme. " Thèse de doctorat de l'université des sciences et technologies de Lille.

LCP(9985), Essai oedométrique, méthode d'essais LCP n°13, Laboratoire centrale des ponts et chaussées, Paris, France

LCPC (1987), Essai de cisaillement à la boîte, méthode d'essai LPC n° 21, Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Références bibliographique

LOTFI AIT SAADI, (2003),"Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses", Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

MAURICE CASSAN (2005), les essais de la perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols (presse de l'école nationale des ponts et chaussées).France

Magnan J-P., (1991) , Résistance au cisaillement, Dossier Techniques de l'Ingénieur, article C216, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pp 8-15, Paris, France.

Magnan J-P, (2000) : Déformabilité des sols, Tassements, Consolidation, Dossier Techniques de l'Ingénieur C 214, Laboratoire central des ponts et chaussées, pp 3-23, Paris, France.

Magnan J-P, L'eau dans le sol. (Laboratoire central des ponts et chaussées. Paris)

Robitaille V et Tremblay D, (1997) : Mécanique des sols, théorie et pratique, Edition Modulo, 1997, Canada.

Techouani Nana. J.M (1999). (Cours de mécanique des sols. Tome 1, Propriété des sols).Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Groupe EIER-ETSHER.

- Analyse granulométrique (NF P 94-040) :

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé(%)	Tamisât cumulé (%)
25	0	0	100
20	271.4	9.12	90.81
16	187.9	6.32	84.49
12.5	100.4	3.37	81.12
10	136.7	4.59	76.53
6.3	649.2	21.83	54.70
4	427.9	14.39	40.31
2	471.2	15.84	24.47
1	187.8	6.31	18.16
0.5	68.3	2.29	15.87
0.315	65.6	2.20	13.67
0.08	243	8.17	5.50
Fond	163.6	5.50	0
	2973	99.93	

- La masse volumique humide (ρ_H) par pesée hydrostatique :

Masse de l'échantillon humide (g)	219.9
Masse humide d'échantillon paraffiné à l'air	234.2
Masse de l'échantillon paraffiné immergé (g)	120
Masse de la paraffine(g)	14.3
Volume brut (cm ³)	114.2
Volume de la paraffine (cm ³)	15.89
Volume net(cm ³)	98.31
$\rho_H(g/cm^3)$	2.4

- Masse volumique sèche:

Volume totale v_t (cm ³)	98.31
Masse humide m_h (g)	219.9
Masse des grains solides m_s (g)	215.3
masse volumique sèche ρ_d (g/cm ³)	2.19

- L'essai de Proctor normal :

% d'eau	Poids humide Ph (g)	Poids sec Ps (g)	Volume de moule	Poids volumique sec γ_d KN/m ³
10.85	1893.7	1707.9	0.000949	17.99
12.51	1944.2	1728		18.20
14.23	2014.7	1763.7		18.58
15.22	1990.8	1727.9		18.20
16.72	1995.9	1710		18.02

• **ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE**

$\sigma = 100$ (kpa)			$\sigma = 200$ (kpa)		
Δh (mm)	Δv (mm)	τ (kpa)	Δh (mm)	Δv (mm)	τ (kpa)
0	0	-0.1743	0	0	-14.64
0.06016	0.0058	6.493	0.06016	0.0198	7.19
0.1211	0.0091	8.018	0.1203	0.0466	20.26
0.1805	0.0116	18.48	0.1813	0.0709	29.67
0.2406	0.0173	27.54	0.2406	0.0779	37.04
0.3	0.0223	34.25	0.3008	0.0857	44.84
0.361	0.028	42.49	0.3602	0.0993	50.33
0.4203	0.0317	48.11	0.4203	0.1129	56.91
0.4805	0.0334	54.03	0.4805	0.1259	62.14
0.5415	0.0338	60	0.5415	0.1369	68.98
0.6	0.0359	63.71	0.6	0.1479	75.47
0.6602	0.0383	71.11	0.661	0.1539	80.57
0.7211	0.0355	76.21	0.7211	0.1579	84.01
0.7805	0.0293	80.31	0.7813	0.1629	91.03
0.8407	0.0202	85.41	0.8431	0.1669	95.73
0.9	0.0149	89.29	0.9008	0.1679	100.6
0.9602	0.0074	93.08	0.9602	0.1709	106.6
1.02	0	96.87	1.02	0.1709	111.4
1.081	-0.0082	100.2	1.081	0.1719	116.3
1.141	-0.0177	103.9	1.141	0.1729	120.5
1.2	-0.0288	106.8	1.2	0.1729	124.8
1.261	-0.0441	110.5	1.26	0.1729	130.1
1.32	-0.0593	113.9	1.321	0.1729	133.3
1.381	-0.0721	116	1.381	0.1719	138.1
1.441	-0.0894	119.6	1.441	0.1699	143.2
1.502	-0.1083	122.2	1.501	0.1689	147.2
1.56	-0.1265	125	1.56	0.1659	151.3
1.62	-0.1405	127.5	1.621	0.1629	156.1
1.681	-0.157	129.9	1.681	0.1609	159.6
1.741	-0.1677	132	1.741	0.1569	164.1
1.802	-0.1883	134.3	1.8	0.1539	167.5
1.86	-0.1982	136.2	1.86	0.1499	172.1
1.92	-0.2163	138.2	1.921	0.1469	174.9
1.981	-0.2307	138.7	1.981	0.1409	179.8
2.041	-0.2472	140.6	2.041	0.1339	183.3
2.1	-0.2674	141.4	2.1	0.1249	185.9
2.161	-0.2781	142.8	2.161	0.1179	190.7

2.22	-0.2979	143.7	2.221	0.1079	194.1
2.281	-0.3189	143.5	2.281	0.1026	196.8
2.341	-0.3292	144.6	2.341	0.0923	201
2.4	-0.344	145.5	2.4	0.0861	203.8
2.46	-0.3543	145.5	2.461	0.0787	208
2.521	-0.3745	144.8	2.521	0.0758	210.1
2.583	-0.3873	144.5	2.581	0.0659	214.4
2.641	-0.4062	143.8	2.641	0.0536	217.7
2.7	-0.4219	143.3	2.7	0.0433	220.4
2.761	-0.4289	143.1	2.762	0.0326	224.2
2.821	-0.4338	142.7	2.82	0.0198	227.3
2.881	-0.4388	142.2	2.881	0.0021	229.4
2.942	-0.4515	141.4	2.941	-0.0169	231.9
3.002	-0.4557	140.4	3	-0.0243	234.4
3.061	-0.466	139.9	3.06	-0.0342	238
3.12	-0.4796	138.7	3.12	-0.0445	240.4
3.181	-0.4886	136.5	3.181	-0.0634	243.6
3.242	-0.4985	135.4	3.241	-0.077	245.8
3.3	-0.5039	133.6	3.301	-0.0849	248.4
3.36	-0.51745	132.5	3.36	-0.0952	248.9
3.42	-0.52199	132.3	3.421	-0.1042	251.5
3.481	-0.52982	131.1	3.481	-0.117	253.7
3.541	-0.53352	129.3	3.541	-0.1294	255.2
3.602	-0.54053	129.1	3.6	-0.1425	254.4
3.66	-0.5463	128.4	3.661	-0.159	255.3
3.722	-0.55289	128.5	3.72	-0.171	256.2
3.781	-0.56113	128.4	3.781	-0.1837	256.8
3.841	-0.56854	127.5	3.841	-0.199	259
3.9	-0.57596	127.2	3.9	-0.2085	259.6
3.96	-0.58173	127.6	3.961	-0.22	260.5
4.022	-0.58997	126.9	4.02	-0.2291	261
4.081	-0.59244	125	4.081	-0.239	261.7
4.142	-0.59574	124.1	4.141	-0.2464	261.7
4.2	-0.59862	123.8	4.201	-0.2521	261.7
4.26	-0.60192	123.4	4.26	-0.2579	260.5
4.32	-0.605624	123.1	4.321	-0.2653	262.1
4.381	-0.610568	122.7	4.381	-0.2769	262.6
4.441	-0.613864	121.7	4.441	-0.288	263.5
4.5	-0.617572	120.9	4.501	-0.3032	264.2
4.561	-0.620456	119.6	4.56	-0.3119	263.8
4.62	-0.622928	119.2	4.62	-0.3226	260.8
4.681	-0.6254	120	4.681	-0.3304	261

4.742	-0.6287	120	4.741	-0.3378	260.5
4.8	-0.63158	120	4.8	-0.3432	258.6
4.86	-0.6324	119.7	4.861	-0.351	258.1
4.92	-0.63364	119	4.92	-0.3593	258.9
4.981	-0.63611	118.9	4.981	-0.3659	258.4
5.041	-0.63694	118.4	5.041	-0.372	257.8
5.1	-0.63776	118.7	5.1	-0.377	258.1
5.161	-0.639	117.3	5.16	-0.3885	260.1
5.22	-0.64147	116.7	5.221	-0.3963	259.1
5.281	-0.64312	116.4	5.281	-0.4108	258.7
5.34	-0.64394	116	5.34	-0.4169	256.6
5.4	-0.64559	115.5	5.401	-0.4235	255.2
5.461	-0.64806	115.2	5.46	-0.4297	253.5
5.521	-0.65012	115.4	5.52	-0.4363	253.3
5.581	-0.65136	114.6	5.581	-0.4441	253.7
5.641	-0.65424	114.2	5.64	-0.4503	253
5.7	-0.65671	114.1	5.7	-0.4544	251.7
5.761	-0.65795	113.6	5.76	-0.4573	252.9
5.82	-0.66001	113.2	5.82	-0.4614	253.8
5.881	-0.66248	112.1	5.881	-0.4639	253
5.94	-0.6666	111.2	5.914	-0.4664	253.6
5.996	-0.66784	111.3			

$\sigma = 300$ (kpa)			$\sigma = 400$ (kpa)		
Δh (mm)	Δv (mm)	τ (kpa)	Δh (mm)	Δv (mm)	τ (kpa)
0	0	-1.046	0	0.005	-20.26
0.06096	0.009	4.532	0.06016	0.007	3.573
0.1203	0.01	6.406	0.1203	0.016	4.445
0.1805	0.014	23.97	0.1805	0.033	24.01
0.2415	0.028	51.55	0.2406	0.044	48.28
0.3	0.044	65.89	0.3	0.059	66.67
0.3602	0.058	77.52	0.3602	0.071	80.61
0.4203	0.068	89.24	0.4203	0.08	97.43
0.4805	0.073	98.31	0.4805	0.09	109.2
0.5407	0.077	109.1	0.5407	0.098	122.4
0.6	0.085	119.6	0.6	0.105	132.3
0.6602	0.093	129.1	0.6602	0.11	145
0.7203	0.111	139	0.7203	0.114	155.3
0.7805	0.129	148.6	0.7813	0.116	167.5
0.8415	0.138	157.4	0.8415	0.123	176
0.9	0.143	164.8	0.9	0.125	187.3
0.9602	0.151	174.5	0.9602	0.128	196.2
1.021	0.155	183.5	1.02	0.129	204.1
1.081	0.158	191.5	1.081	0.13	210.9
1.141	0.161	199.8	1.141	0.132	219.4
1.2	0.163	207.4	1.201	0.132	227.8
1.26	0.163	214	1.261	0.132	235.3
1.32	0.164	220.9	1.32	0.129	243.9
1.381	0.164	228.5	1.381	0.129	251.5
1.441	0.163	234	1.441	0.129	257.3
1.501	0.161	240.7	1.5	0.128	264.8
1.56	0.157	247.5	1.56	0.126	272.7
1.62	0.152	253.8	1.62	0.124	280.9
1.681	0.148	259.6	1.681	0.121	287.7
1.741	0.142	265.1	1.741	0.118	295.2
1.801	0.138	270.1	1.8	0.115	300.6
1.861	0.127	276.4	1.861	0.112	306.9
1.92	0.115	280.8	1.92	0.11	312.5
1.981	0.103	285.5	1.981	0.107	318.6
2.041	0.093	290.3	2.041	0.103	323.3
2.101	0.086	296.1	2.1	0.099	329.3
2.16	0.082	301.2	2.161	0.097	334.7
2.221	0.077	305.3	2.22	0.092	338.9
2.281	0.072	309.7	2.281	0.087	343.6

2.341	0.064	314.3	2.341	0.083	348.6
2.401	0.061	318.4	2.4	0.073	351
2.46	0.05	322.8	2.46	0.067	356.4
2.521	0.042	326.6	2.52	0.056	360.3
2.581	0.03	330.4	2.581	0.048	366
2.641	0.019	333.8	2.641	0.035	370.3
2.7	0.009	337	2.701	0.031	375.4
2.76	-0.003	341.2	2.76	0.026	379
2.82	-0.008	344.9	2.82	0.017	382.4
2.881	-0.012	347.2	2.882	0.004	385.9
2.941	-0.022	350.2	2.942	-0.002	390.1
3	-0.038	353.4	3	-0.011	394.2
3.06	-0.052	356.8	3.06	-0.02	398.6
3.12	-0.063	359.1	3.121	-0.03	401.2
3.181	-0.084	361.3	3.181	-0.037	404.7
3.242	-0.099	361.9	3.241	-0.048	406.3
3.301	-0.113	364.6	3.301	-0.055	409
3.36	-0.12	366.3	3.36	-0.06	410.6
3.42	-0.139	368.5	3.421	-0.07	411.9
3.481	-0.149	370.5	3.481	-0.084	412.4
3.541	-0.162	371.7	3.542	-0.096	413.8
3.6	-0.1706	374.1	3.601	-0.102	413.7
3.66	-0.1846	374.1	3.66	-0.107	414.5
3.72	-0.1908	374.1	3.72	-0.113	413.5
3.781	-0.2052	376	3.781	-0.118	413.7
3.842	-0.218	377.5	3.841	-0.1235	414.3
3.901	-0.2316	377.5	3.9	-0.1305	414.5
3.96	-0.2485	379	3.96	-0.135	414
4.02	-0.2563	379.8	4.02	-0.1408	412.5
4.081	-0.2732	379	4.081	-0.1461	412.7
4.142	-0.2851	379	4.141	-0.1531	412.1
4.2	-0.295	379.1	4.2	-0.1614	411.6
4.261	-0.309	378.9	4.261	-0.1651	409.2
4.321	-0.3177	379.1	4.32	-0.17	406.3
4.381	-0.3247	379.2	4.381	-0.1725	403.8
4.442	-0.3329	379.4	4.441	-0.1758	401.5
4.5	-0.3416	378.4	4.5	-0.1775	400.5
4.56	-0.3457	378.5	4.56	-0.1807	398.6
4.62	-0.3511	377.4	4.62	-0.1836	399.2
4.681	-0.3572	376.4	4.681	-0.1886	399.3
4.742	-0.3667	375.7	4.742	-0.1906	398.2
4.8	-0.3766	373.9	4.8	-0.1931	395.7

4.86	-0.3857	371.6	4.86	-0.1964	394.4
4.92	-0.3939	369.3	4.92	-0.1989	394.3
4.981	-0.4017	367.1	4.981	-0.2001	392.4
5.042	-0.4092	366.9	5.042	-0.2013	389.1
5.101	-0.417	365.6	5.1	-0.2026	387.7
5.16	-0.4232	365.5	5.16	-0.2038	386
5.22	-0.4269	365.4	5.22	-0.2059	385.2
5.281	-0.4351	365.2	5.281	-0.2067	384.6
5.341	-0.4388	365.2	5.341	-0.2079	383.6
5.4	-0.4438	364.3	5.4	-0.2079	380.5
5.46	-0.4499	363.5	5.46	-0.2079	379
5.521	-0.4565	362.1	5.52	-0.2088	379.3
5.581	-0.4619	361.9	5.581	-0.2096	380.8
5.64	-0.4652	360.3	5.64	-0.2104	381.4
5.7	-0.4726	361.6	5.7	-0.2104	381.5
5.762	-0.478	361.7	5.76	-0.2108	381.2
5.821	-0.4846	360.8	5.82	-0.2104	379.6
5.881	-0.4891	359.8	5.882	-0.2104	379.5
5.94	-0.4944	359.2	5.94	-0.2104	381.2
5.992	-0.4994	358.8	5.971		381.2

• L'essai de l'oedométrie :

S (cm ²)	Charge (Kg)		contrainte	h_0 (mm)	Δh (DIV)	Δh (mm)	$h = h_0 - \Delta h$	h_p (mm)	e
19.625	1	10	25.48	20	29	0.29	19.71	10.01	1.969
19.625	2	20	101.91	20	90.5	0.905	19.095	10.01	1.907
19.625	4	40	203.82	20	157.5	1.575	18.425	10.01	1.841
19.625	8	80	407.64	20	215	2.15	17.85	10.01	1.783
19.625	16	160	815.29	20	299	2.99	17.01	10.01	1.699
19.625	32	320	1630.57	20	375	3.75	16.25	10.01	1.623
19.625	64	640	3261.15	20	450	4.50	15.5	10.01	1.548
19.625	32	320	1630.57	20	446	4.45	15.55	10.01	1.553
19.625	16	160	815.29	20	440	4.40	15.60	10.01	1.558
19.625	8	80	407.64	20	436	4.36	15.64	10.01	1.562
19.625	4	40	203.82	20	431	4.31	15.69	10.01	1.567
19.625	2	20	101.1	20	425	4.25	15.75	10.01	1.573
19.625	1	10	25.489	20	420	4.20	15.80	10.01	1.578

✚ Les proportions que nous avons prises dans l'essai de perméabilité :

Ces essais de perméabilité effectuée d'après l'analyse granulométries

Tamis (mm)	Essais de perméabilité à charge constante	Essais de perméabilité à charge variable
	Refus (g)	Refus (g)
20	173.9	130.3
16	120.4	90.2
12.5	64.3	48.2
10	87.6	65.6
6.3	412.2	311.8
4	274.2	205.5
2	301.9	226.3
1	120.3	90.2
0.5	43.7	32.8
0.315	42	31.5
0.08	155.7	116.7
Fond	0	78.5
	1800.2	1427.6

- Les résultats des Essais de perméabilité à charge constante:

Essais	Δh (m)			t(s)			L (m)			A (m ²)	Q (m ³)	q 10 ⁻⁵ (m ³ /s)			Ki (m/s)			K 10 ⁻³ (m/s)
	1-2	2-3	1-3	1-2	2-3	1-3	1-2	2-3	1-3			1-2	2-3	1-3	1-2	2-3	1-3	
1	0.032	0.032	0.074	33	35	32	0.07	0.07	0.14	50.24E-04	6E-04	1.818	1.714	1.875	7.92E-03	7.46 E-03	7.06E-03	7.48
2	0.115	0.08	0.025	49	44	45	0.07	0.07	0.14	50.24E-04	6E-04	1.224	1.363	1.333	1.48 E-03	2.37 E-03	1.49 E-02	6.25
3	0.02	0.17	0.187	33	34	32	0.07	0.07	0.14	50.24E-04	6E-04	1.818	1.764	1.875	1.26 E-02	1.45 E-03	2.79E-03	5.61
Moyonne																	6.45	

- Les résultats des essais de perméabilité à charge variable :

1. ESSAI N°01 :

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)
Tube n°1	1.15	0.8	5	0.00785	3.14	0.13	0.000052	3.77E-06
	1.15	0.6	8	0.00785	3.14	0.13	0.000052	4.22E-06
	1.15	0.4	12	0.00785	3.14	0.13	0.000052	4.57E-06
	1.15	0.2	20	0.00785	3.14	0.13	0.000052	4.54E-06
	moyenne 1							
N° Tube	h_1 (m)	h_2 (m)	t (s)	A (m ²)	$a_2 10^{-5}$ (m ²)	L (m)	$a_2 L/A$ (m)	K_T (m/s)
Tube n°2	1.15	0.8	20	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	5.89E-06
	1.15	0.6	31	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	6.82E-06
	1.15	0.4	50	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	6.86E-06
	1.15	0.2	75	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	7.57E-06
	moyenne 2							
moyenne totale								5.53E-06

2. Essai N°02 :

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)
Tube n°1	1.15	0.8	6	0.00785	3.14	0.13	0.000052	3.15E-06
	1.15	0.6	9	0.00785	3.14	0.13	0.000052	3.76E-06
	1.15	0.4	15	0.00785	3.14	0.13	0.000052	3.66E-06
	1.15	0.2	23	0.00785	3.14	0.13	0.000052	3.95E-06
	moyen 1							
N° Tube	h_1 (m)	h_2 (m)	t (s)	A (m ²)	$a_2 10^{-5}$ (m ²)	L (m)	$a_2 L/A$ (m)	K_T (m/s)
Tube n°2	1.15	0.8	24	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	4.91E-06
	1.15	0.6	37	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	5.71E-06
	1.15	0.4	58	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	5.91E-06
	1.15	0.2	87	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	6.53E-06
	moyen 2							
moyenne totale								4.69E-06

3.Essai N°03 :

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)
Tube n°1	1.15	0.8	3	0.00785	3.14	0.13	0.000052	6.29E-06
	1.15	0.6	5	0.00785	3.14	0.13	0.000052	6.76E-06
	1.15	0.4	6	0.00785	3.14	0.13	0.000052	9.15E-06
	1.15	0.2	9	0.00785	3.14	0.13	0.000052	1.01E-05
	moyenne 1							
N° Tube	h_1 (m)	h_2 (m)	t (s)	A (m ²)	$a_2 10^{-5}$ (m ²)	L (m)	$a_2 L/A$ (m)	K_T (m/s)
Tube n°2	1.15	0.8	7	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	1.68E-05
	1.15	0.6	12	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	1.76E-05
	1.15	0.4	16	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	2.15E-05
	1.15	0.2	26	0.00785	1.9625	0.13	0,000325	2.19E-05
	moyenne 2							
moyenne totale								1.38E-05