

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 2 RECHERCHE

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique et environnement

THEME

**Influence de l'eau sur le comportement
mécanique du matériau marne**

Présenté par :

M^{elle} OUZIA Djamila

Devant le jury composé de :

Pr MELBOUCI Bachir, Professeur à l'UMMTO.....Président.

Mr BOUDLAL Omar, Maître assistant à l'UMMTO.....Encadreur.

Dr DJEMAI Mohammed, Maître de conférences à l'UMMTO.....Examineur.

M^{elle} BELHASSANI Ouarda, Maître assistante à l'UMMTO.....Examinatrice.

Promotion : 2012/2013



Remerciements



Tous d'abord, je tiens à remercier Dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon promoteur Mr BOUDLAL, pour ses conseils judicieux, pour ses qualités scientifiques et humaines, pour la disponibilité dont il a toujours fait preuve à mon égard, et, de m'avoir fait profiter de son expérience dans le domaine.

Mes chaleureux remerciement sont adressés à Mr BOUKHAROUB M^{ed}Ameziane, ingénieur du laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil, pour sa disponibilité et son aide par des conseils et des astuces dans la partie expérimentale et pour le climat de travail qu'il a su créer entre nous.

Mes plus vifs remerciements sont adressés également à tous mes enseignants de l'université MOULOUD MAMMERI de Tizi-ouzou.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce présent travail.



Dédicace



Jedédie ce travail à :

La mémoire de mesgrands-parents.

Ma familles ; mes parents ; mon frères et mes sœurs.

Mes proches.

Tous mes amis (es)

***Tous mes enseignants (de l'école primaire à
l'université).***

OUZIA DJAMILA

Sommaire

REMERCIEMENT.	i
SOMMAIRE.	ii
LISTE DES FIGURES.	iii
LISTE DES TABLEUX.	iv
INTRODUCTION GENERALE.	1

CHAPITRE I: GENERALITES SUR LES SOLS

I.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
I.2. Définition d'un sol	Erreur ! Signet non défini.
I.2.1. Phase solide	Erreur ! Signet non défini.
I.2.2. Phase liquide	Erreur ! Signet non défini.
I.2.3. Phase gazeuse	Erreur ! Signet non défini.
I.3. Origine des sols.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1. les mécanismes de la météorisation.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2. Transport et dépôts	Erreur ! Signet non défini.
I.4. Caractéristiques des sols.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1. Caractéristiques physiques définissant un sol.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2. Caractéristiques mécanique des sols.....	Erreur ! Signet non défini.
I.5. Classification des sols	Erreur ! Signet non défini.
I.6. Comportement des sols fins.....	Erreur ! Signet non défini.
I.7. la présence d'eau dans les sols.....	Erreur ! Signet non défini.
I.8. Influence de l'eau sur les sols.....	Erreur ! Signet non défini.
I.8.1. le phénomène de retrait-gonflement	Erreur ! Signet non défini.
I.8.2. phénomène de liquéfaction des sols	Erreur ! Signet non défini.
I.9. Comportement des sols fins en présence d'eau	Erreur ! Signet non défini.
I.10. Généralités sur le matériau marne.....	Erreur ! Signet non défini.
I.10.1. Les roches sédimentaires	Erreur ! Signet non défini.
I.10.2. Définition de la marne	Erreur ! Signet non défini.
I.10.3. Genèse des marnes.....	Erreur ! Signet non défini.
I.10.4. Quelques types de marnes.....	Erreur ! Signet non défini.
I.10.5. La minéralogie et composition chimique des marnes...	Erreur ! Signet non défini.

I.10.6. Dégradation des marnes	Erreur ! Signet non défini.
I.10.7. Comportement des marnes	Erreur ! Signet non défini.
I.10.8. Comportement des marnes en présence d'eau	Erreur ! Signet non défini.
I.11. Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE II: IDENTIFICATION DES MATERIAUX

II.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II.2. Etude géologique	Erreur ! Signet non défini.
II.3. Le matériau utilisé	Erreur ! Signet non défini.
II.4. Essais d'identifications	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1. Teneur en eau (w).....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.2. Les masses volumiques	Erreur ! Signet non défini.
II.4.3. Indice des vides, le degré de saturation et porosité	Erreur ! Signet non défini.
II.4.4. Les limite d'Atterberg	Erreur ! Signet non défini.
II.4.5. Analyse granulométrique.....	Erreur ! Signet non défini.
I.5. Essai de dégradabilité.....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.1. But de l'essai	Erreur ! Signet non défini.
I.5.2. Appareillage :	Erreur ! Signet non défini.
I.5.3. Mode opératoire :	Erreur ! Signet non défini.
I.5.4. Exécution de l'essai	Erreur ! Signet non défini.
I.5.5. Expression des résultats :	Erreur ! Signet non défini.
I.5.6. Interprétation	Erreur ! Signet non défini.
II.6. Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE III: ETUDE DU COMPACTAGE ET DE LA PORTANCE DU MATERIAU MARNE

Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
PARTIE III.1 : ESSAIS DE COMPACTAGE (ESSAIS PROCTOR)	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1. Définition du compactage.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2. Objectifs et conséquences du compactage	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2.1. La réduction ou élimination des risques de tassements.....	Erreur ! Signet non défini.

III.1.2.2. L'élévation des caractéristiques mécaniques.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.3.3. La diminution de l'attrition.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.3.4. La diminution de la perméabilité	Erreur ! Signet non défini.
III.1.4. Paramètres influençant le compactage.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.4.1. Influence de la teneur en eau	Erreur ! Signet non défini.
III.1.4.2. Influence de l'énergie de compactage	Erreur ! Signet non défini.
III.1.4.3. Influence de la granulométrie (type de sol)	Erreur ! Signet non défini.
III.1.5. Effet du compactage sur certaines propriétés des sols.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.5.1. Effet sur la structure du sol.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.5.2. Effet sur la perméabilité	Erreur ! Signet non défini.
III.1.5.3. Effet sur le gonflement et le retrait	Erreur ! Signet non défini.
III.1.5.4. Effet sur la compressibilité	Erreur ! Signet non défini.
III.1.5.5. Effet sur la résistance au cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
III.1.6. Les essais de compactage en laboratoire	Erreur ! Signet non défini.
III.1.6.1. Essai à la table vibrante	Erreur ! Signet non défini.
III.1.6.2. Essai Proctor	Erreur ! Signet non défini.
III.1.7. Exécution de l'essai Proctor.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.7.1. But de l'essai	Erreur ! Signet non défini.
III.1.7.2. Principe de la méthode	Erreur ! Signet non défini.
III.1.7.3. Mode opératoire	Erreur ! Signet non défini.
III.1.8. Présentation des résultats	Erreur ! Signet non défini.
III.1.9. Interprétation des résultats	Erreur ! Signet non défini.
PARTIE III.2 : ESSAI DE PORTANCE CALIFORNIEN (CBR).....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1. But de l'essai	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2. Principe de l'essai.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3. Mode opératoire	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.1. Appareillage.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.2. Déroulement de l'essai	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.3. Exécution du poinçonnement.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4. Calculs et résultats.....	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE IV :ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE

IV.1. Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2. Notion de la résistance au cisaillement (LCPC, 1987).....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3. But de l'essai de cisaillement direct.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4. Principe de l'essai	Erreur ! Signet non défini.
IV.5. Appareillage.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.6. Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
IV.7. Mode opératoire	Erreur ! Signet non défini.
IV.8. Exécution de l'essai.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.1. Expression des résultats.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.2. Présentation des résultats.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.2.2. Echantillon cisailé après 4 jours d'humidification ..	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.2.3. Echantillon cisailé après 10 jours d'humidification	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.2.4. Echantillon à l'état saturé.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.9. Influence de l'eau sur les courbes contraintes-déformations.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.1. Echantillon cisailé immédiatement.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.2. Echantillon cisailé après 4 jours d'humidification	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.3. Echantillon cisailé après 10 jours d'humidification ...	Erreur ! Signet non défini.
IV.10. Influence du temps sur les courbes contraintes-déformations	Erreur ! Signet non défini.
IV.11. Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE V :ESSAIS DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

V.1. Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2. Définitions.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3. Principe de l'essai.....	Erreur ! Signet non défini.

V.4. Appareillage	Erreur ! Signet non défini.
V.5. Mode opératoire	Erreur ! Signet non défini.
V.5.1. Préparation de l'éprouvette d'essai	Erreur ! Signet non défini.
V.5.2. Déroulement d'essai.....	Erreur ! Signet non défini.
V.6. Caractéristiques obtenues à l'œdomètre	Erreur ! Signet non défini.
V.6.1. L'indice des vides	Erreur ! Signet non défini.
V.6.2. Paramètres d'identification.....	Erreur ! Signet non défini.
V.6.3. Caractéristiques de compressibilité.....	Erreur ! Signet non défini.
V.7. Autres types d'essais œdométriques.....	Erreur ! Signet non défini.
V.8. Présentation des résultats	Erreur ! Signet non défini.
V.9. Interprétation des résultats	Erreur ! Signet non défini.
V.10. Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
CONCLUSION GENERALE.....	104
BEBLIOGRAPHIE.....	106
ANNEXE I: GENERALITES	
ANNEXE II: RESISTANCE AU CISAILLEMENT	
ANNEXE III: ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'ODOMETRE	

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SOLS

Figure I.1 : Schématisation des trois phases de sol.	5
Figure I.2 : Courbe granulométrique.	7
Figure I.3 : Droite intrinsèque.	9
Figure I.4 : Courbe œdométrique d'un sol fin.	10
Figure I.5 : Schéma de principe du phénomène de consolidation.	11
Figure I.6 : Les limites d'Atterberg.	12
Figure I.7 : Classification des sols fins en laboratoire. Diagramme de plasticité.	12
Figure I.8 : Place de l'eau du sol dans le cycle de l'eau.	14
Figure I.9 : Différents états de l'eau dans le sol.	15
Figure I.10 : Désordres dues aux retrait-gonflement des sols.	17
Figure I.11 : Localisation des sols gonflants au niveau du groupement.	17
Figure I.12 : Désordres dues au phénomène de liquéfaction des sols.	18
Figure I.13 : Représentation simplifiée des différentes formes de particules primaires proposées par Tessier cité par (Ferber et autres, 2009) par un modèle générique de particule primaire.	19
Figure I.14 : Illustration schématique de l'influence conjuguée de la teneur en eau et de la masse volumique sèche sur la microstructure.	19
Figure I.15 : Influence de la masse volumique sèche et de la teneur en eau initiale sur le gonflement libre.	20
Figure I.16 : Essai « double-œdomètre » sur un sol fin.	21
Figure I.17 : Gonflement libre – un seul cycle d'imbibition.	26

CHAPITRE II : IDENTIFICATION DES MATERIAUX

Figure II.1 : Site de prélèvement de la marne (MDOUHA).	29
Figure II.2 : Altération de la marne sur site.	29
Figure II.3 : Principe et matériels de la pesée hydrostatique.	31
Figure II.4 : Matériel d'essai au pycnomètre.	32
Figure II.5 : Les limites d'Atterberg.	34
Figure II.6 : Détermination de la limite de liquidité.	35
Figure II.7 : Courbe de limite de liquidité.	35

Figure II.8 : Détermination de la limite de plasticité.	36
Figure II.9 : Les seuils d'argilosité d'un sol selon le GTR (1992).	37
Figure II.10 : Principaux étapes de la sédimentométrie.	39
Figure II.11 : Analyse granulométrique par sédimentation.	40
Figure II.12 : Principe de l'essai de dégradabilité (DG), (le GTR, 1992).	41
Figure II.13 : Courbe granulométrique initiale de la classe 10/20 de la marne.	41
Figure II.14 : Exécution de l'essai de dégradabilité.	42
Figure II.15 : Courbe granulométrique finale de la classe 10/20 de la marne.	42
Figure II.16 : Echantillon après essai.	42
Figure II.17 : Comparaison entre la courbe granulométrique initiale et finale de l'échantillon.	43

CHAPITRE III : ETUDE DU COMPACTAGE ET DE LA PORTANCE DU MATERIAU MARNE

Figure III.1 : Image schématique du compactage.	46
Figure III.2 : Objectif de compactage.	48
Figure III.3 : Influence de la teneur en eau sur le compactage.	49
Figure III.4 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.	50
Figure III.5 : Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.	51
Figure III.6 : Choix du type de moule.	54
Figure III.7 : Exécution des essais Proctor normal et modifié.	55
Figure III.8 : Courbe Proctor normal pour la classe 0-3.15.	57
Figure III.9 : Courbe Proctor normal pour la classe 2-3.15.	57
Figure III.10 : Courbe Proctor normal pour la classe 1/2.	57
Figure III.11 : Courbe Proctor normal pour la classe 0.08/1.	57
Figure III.12 : Courbes Proctor normal pour les classes granulaires.	58
Figure III.13 : Matériel de confection des éprouvettes d'essai CBR.	60
Figure III.14 : Presse de l'essai CBR.	60
Figure III.15 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.	61
Figure III.16 : Essai CBR, imbibition et gonflement.	63
Figure III.18 : La courbe d'effort de poinçonnement en fonction de l'enfoncement.	64
Figure III.19 : Courbe de variation de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau.	64

Figure III.17 : Résultat d'essai CBR immersion après poinçonnement.....	65
--	----

CHAPITRE IV : ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE

Figure IV.1 : Courbe contrainte-déformation.	67
Figure IV.2 : Illustration de principe de l'essai.....	69
Figure IV.3 : Appareillage de l'essai de cisaillement direct.	70
Figure IV.4 : Déformation de l'échantillon dans une boite de cisaillement.	71
Figure IV.5 : Principaux étapes du mode opératoire.	72
Figure IV.6 : Echantillon après cisaillement.....	73
Figure IV.7 à Figure IV.14 : Courbes contraintes déformations des échantillons cisailés immédiatement après humidification.....	74
Figure IV.15 à Figure IV.22 : Courbes de variation de volume des échantillons cisailés immédiatement après humidification.....	76
Figure IV.23 à Figure IV.30 : Les droites intrinsèques des échantillons cisailés immédiatement après humidification.....	78
Figure IV.31 : Evolution de la cohésion (a) et l'angle de frottement (b) des échantillons cisailés immédiatement après humidification.	78
Figure IV.32 à Figure IV.39 : Courbes contraintes déformations des échantillons cisailés après 4 jours d'humidification.....	80
Figure IV.40 à Figure IV.47 : Courbes de variation de volume des échantillons cisailés après 4 jours d'humidification.....	81
Figure IV.48 à Figure IV.55 : Les droites intrinsèques des échantillons cisailés après 4 jours d'humidification.....	82
Figure IV.56 : Evolution de la cohésion (a) et l'angle de frottement (b) après 4 jours d'humidification.	83
Figure IV.57 à Figure IV.59 : Courbes contraintes déformations des échantillons cisailés après 10 jours d'humidification.....	84
Figure IV.60 à Figure IV.62 : Courbes de variation de volume des échantillons cisailés après 10 jours d'humidification.....	85
Figure IV.63 à Figure IV.65 : Les droites intrinsèques des échantillons cisailés après 10 jours d'humidification.....	86
Figure IV.66 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'état saturé.....	87
Figure IV.68 : Courbes $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$ à l'état saturé.....	87
Figure IV.69 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'état saturé.....	87

Figure IV.66, 67 et 68 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ sous 100KPa, 200 et 300 KPa (des échantillons cisailés immédiatement après humidification).....	88
Figure IV.69, 70 et 71 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ sous 100KPa, 200 et 300 KPa (des échantillons cisailés après 4 jours d'humidification).	89
Figure IV.72, 73 et 74 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ sous 100KPa, 200 et 300 KPa (des échantillons cisailés après 10 jours d'humidification).	90
Figure IV.75 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'optimum, à différente durée de temps.	91
Figure IV.76 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'optimum-6%, à différente durée de temps.....	91
Figure IV.77 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'optimum+6%, à différente durée de temps.....	92

CHAPITRE V : ESSAIS DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

Figure V.1 : Cellule œdométrique.	95
Figure V.2 : Appareillage utilisé pour l'essai.....	97
Figure V.3 : Préparation de l'éprouvette.....	97
Figure V.4: Courbe œdométrique d'un sol fin.	99
Figure V.5 : Principe de l'essai œdométrique à drainage radial.....	101
Figure V.6 : L'échantillon après essai à teneur en eau optimale.....	102
Figure V.7 : Courbe œdométrique à l'optimum.	103
Figure V.8 : Courbe œdométrique à l'optimum +2%.....	103
Figure V.9 : Courbe œdométrique à l'optimum +4%.....	103
Figure V.10 : Courbe œdométrique à l'optimum +6%.	103
Figure V.11 : Courbe œdométrique à l'optimum -4%.....	103
Figure V.12 : Courbe œdométrique à l'optimum -2%.....	103
Figure V.13 : Variation de la courbe œdométrique à chaque pourcentage d'eau.	104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Nom de la roche selon le pourcentage de CaCO_3	7
Tableau I.2 : Principales caractéristiques des différents mécanismes de désagrégation(<i>Le Bissonnais et le Souder, 1995</i>).	16
Tableau I.3 : Nom de la roche selon le pourcentage de calcaire et d'argile.	22
Tableau I.4 : Composition minéralogique des marnes plais-anciennes d'El-Achour.	24
Tableau I.5 : Composition chimique moyenne des minéraux des marnes plais-anciennes d'Alger.	25
Tableau II.1 : Détermination de la teneur en eau.....	30
Tableau II.2 : Détermination de la masse volumique humide.....	31
Tableau II.3 : Détermination de la masse volumique sèche.....	31
Tableau II.4 : Détermination de la limite de liquidité.....	35
Tableau II.5 : Détermination de la limite de plasticité.....	36
Tableau II.6 : Degré de plasticité des sols d'après ATTERBERG.	36
Tableau II.7 : Plage de consistance des sols plastiqués d'après ATTERBERG.	37
Tableau II.8 : Calcul de l'analyse granulométrique.....	39
Tableau II.9 : Récapitulatif des résultats obtenus des essais d'identifications.....	44
Tableau III.1 : Résumé des conditions de chaque essai selon le moule retenu (NF P 94-093)..	53
Tableau III.2 : Résultats des essais Proctor.....	56
Tableau III.3 : Résultats de l'essai CBR.	63
Tableau IV.1 : Caractéristiques mécaniques à chaque pourcentage d'eau des échantillons cisailés immédiatement après humidification.	78
Tableau IV.2 : Caractéristiques mécaniques à chaque pourcentage d'eau après 4 jours d'humidification.	83
Tableau IV.3 : Caractéristiques mécaniques à chaque pourcentage d'eau après 10 jours d'humidification.	86
Tableau V.1 : Variation de l'indice des vides (Δe).	102
Tableau V.2 : Récapitulation des résultats obtenus.....	104

INTRODUCTION GENERALE

La marne fait partie des matériaux les plus abondants en Algérie et particulièrement dans la Grande Kabylie. En se basant sur ses caractéristiques très intéressantes à l'état sec, elle est souvent sélectionnée comme support de fondations des différents ouvrages de génie civil réalisés dans la région (Tizi-Ouzou) ou encore comme matériau de construction d'ouvrages tels le cas des remblais, chaussées, digues...

Cependant, la marne appartient à la catégorie des matériaux dits évolutifs, c'est-à-dire qui peuvent changer de nature ou de structure et donc de comportement en présence d'eau et à la suite de leur extraction. Si cette évolution se fait dans un délai de quelques mois ou de quelques années, il peut en résulter des désordres graves au niveau des ouvrages construits.

Les marnes sont en effet réputées pour avoir souvent un comportement particulièrement gênant et dangereux parce qu'elles peuvent être à la fois très dures à l'extraction et très altérables, les blocs extraits perdent spontanément toute résistance au bout de quelque temps d'exposition aux intempéries. C'est à la suite de désordres de cette nature qu'ont été entreprises les premières études sur un matériau évolutif (la marne).

Cette étude est basée principalement sur des expériences réalisées au laboratoire, elle permet de montrer l'évolution des caractéristiques mécaniques du matériau marne en passant de l'état sec à l'état humide. Pour ce faire, nous avons présenté ce mémoire en six chapitres et une conclusion générale.

Le chapitre I est consacré à la présentation des généralités sur les sols fins, particulièrement sur les sols marneux. Sont présentées leurs caractéristiques physiques et mécaniques ainsi que leur comportement général en présence d'eau.

Dans le chapitre II, sont présentés les essais d'identifications réalisés au laboratoire. Les résultats obtenus permettent de caractériser le matériau étudié (nature, classification...). Dans ce chapitre sont présentés également les essais de dégradabilité de la marne en contact avec l'eau. Ces essais permettent d'apprécier les potentialités du matériau à évoluer après sa mise en œuvre sous l'action des cycles immersion-séchage (cycles climatiques)

Dans le chapitre III, sont présentés les essais de compactage (essai Proctor normal) et les essais de portance Californien (CBR immersion). Les résultats obtenus ont permis de montrer l'évolution de la densité sèche optimale sous différentes classes granulaires, ainsi que l'évolution de l'indice CBR_{imm} et le gonflement relatif (G) en fonction de la teneur en eau de compactage.

Le chapitre IV, comporte les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Les résultats obtenus ont permis, de montrer l'évolution de la résistance au cisaillement et la

variation de volume du matériau marne en fonction de la teneur en eau et de la durée de contact avec l'eau.

Dans le chapitre V, sont présentés les essais de compressibilité à l'œdomètre. Les résultats obtenus ont permis de montrer l'évolution de la compressibilité et du gonflement du matériau marne sous les cycles de chargement-déchargement appliqués.

Enfin, ce mémoire se termine par une conclusion générale, permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelques perspectives.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES SOLS

I.1. Introduction

Les sols sont généralement utilisés dans tous travaux de génie civil. En fonction de leur nature, ils sont employés soit dans la construction d'ouvrages en terre (couches de chaussées, de barrages, de digues, de barrières étanches...), ou encore comme support de fondations (bâtiments, ponts, ...).

Dans ce chapitre sont résumés : la définition des sols et leurs origines, leurs caractéristiques, leur classification et leur comportement, l'eau dans le sol et son influence sur les sols fins et plus particulièrement sur les marnes.

I.2. Définition d'un sol

Un sol est constitué par un agrégat naturel de grains minéraux pouvant être séparés par des actions mécaniques légères (trituration ou agitation sous l'eau...). Le sol est un matériau meuble, poreux, non homogène situé à proximité de la surface de la terre. (Brette, 2002)

On distinguera les sols des roches qui peuvent être définies comme des agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes.

Un sol est en général constitué de 3 phases :

- Une phase solide dont les grains solides, dans leur arrangement naturel constituent le squelette,
- Une phase liquide (eau),
- Une phase gazeuse (en général de l'air).

I.2.1. Phase solide

Les grains solides proviennent de l'altération de la roche mère. Ces grains ont des dimensions supérieures à $2\ \mu$. Les particules les plus fines ($d < 2\ \mu$) sont issues d'une désagrégation mécanique de la roche mère puis, après dissolution sous l'action de l'eau, sont le résultat d'une altération chimique.

Ces grains constituent l'élément fondamental de l'analyse des sols. Leur taille, leur forme, leur enchevêtrement sont capitales pour le comportement du sol, et ne dépendent pas des conditions extérieures.

I.2.2. Phase liquide

L'eau existe sous différentes formes dans les sols :

- *Eau de constitution* : elle fait partie du réseau cristallin et est difficilement déplaçable,

- *Eau liée* : elle est maintenue à la surface des grains par des forces d'attractions moléculaires. Epaisseur moyenne: 1 à 5 μ m. Ce phénomène n'est important que pour les grains fins,
- *Eau capillaire* : retenue par les pores du sol par les forces de capillarité,
- *Eau libre* : cette eau remplit l'espace resté libre des pores et interstices. Elle s'écoule dans le sol et obéit aux lois de l'hydraulique.

I.2.3. Phase gazeuse

Lorsque le sol n'est pas saturé, la phase gazeuse est constituée par un mélange d'air, de vapeur d'eau et éventuellement de gaz provenant de la décomposition de matières organiques.

I.3. Origine des sols

L'étude de la provenance des sols appartient à la géodynamique externe, un domaine de la géologie qui traite des processus de modification du relief des continents et des fonds océaniques. Du point de vue de la géologie, la formation des sols n'est qu'une des étapes menant à la formation des roches sédimentaires. Elle est associée à deux phases de l'érosion : la météorisation de la roche superficielle et le transport des débris. (Robitaille et Tremblay, 1997)

I.3.1. les mécanismes de la météorisation

La météorisation comprend deux processus :

- Un processus mécanique de désagrégation physique de la roche,
- Un processus chimique d'altération de la roche.

Les mécanismes de désagrégation physique ne modifient pas la structure des minéraux ; ils fragmentent les roches en une quantité de débris plus petits. Au contraire, les mécanismes d'altération chimique modifient et parfois même détruisent la structure minérale des roches.

I.3.2. Transport et dépôts

Comme nous venons de le voir, les débris minéraux résultant de la désagrégation physique de la roche et les produits de l'altération chimique peuvent évoluer sur le site même de la météorisation pour former des horizons distincts. Le plus souvent cependant, les débris solides et les produits d'altération en solution sont emportés par les agents de transports (le vent, le ruissellement, les courants marins et glaciers) et se déposent dans des bassins de sédimentation. L'agent de transport et les mécanismes de dépôt déterminent toutes les caractéristiques et propriétés des dépôts de sol. Les principaux types de dépôts sont :

- Les dépôts alluvionnaires ;
- Les dépôts lacustres ;
- Les dépôts marins ;
- Les dépôts glaciaires ;
- Les dépôts éoliens.

I.4. Caractéristiques des sols

Les caractéristiques les plus utilisées en géotechnique sont les caractéristiques physiques et mécaniques.

I.4.1. Caractéristiques physiques définissant un sol

Les caractéristiques physiques se résument dans les paramètres d'état et de nature d'un sol, qu'on peut les définir comme suit, (Magnan, 1997) :

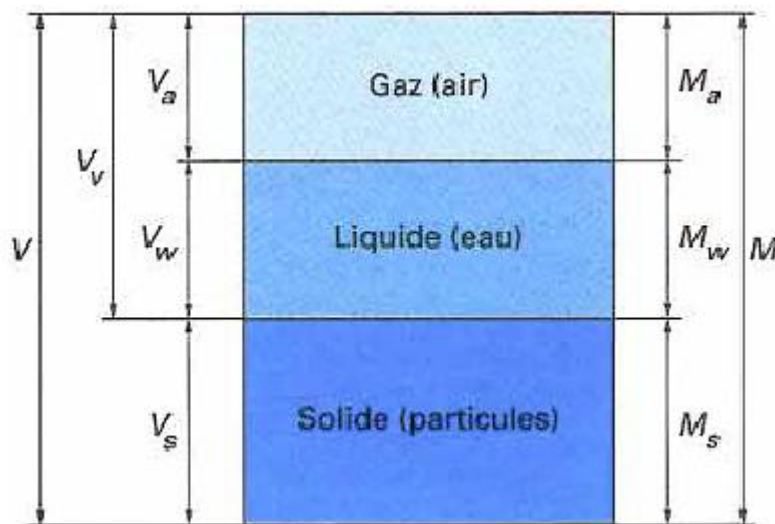


Figure I.1 : Schématisation des trois phases de sol (Magnan, 1997).

Si on note M les masses et V les volumes additionnés des indices s, w, a, correspondant respectivement aux phases solide, liquide et gazeuse, on aura :

- **La masse volumique de l'eau** : masse d'eau par unité de volume d'eau (t/m^3) :

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w}$$
- **La masse volumique du sol** : masse globale des trois phases du sol par unité de volume du sol (t/m^3) : $\rho = \frac{M}{V}$
- **La masse volumique du sol sec** : masse des particules du sol (phase solide seule) par unité de volume du sol (t/m^3) : $\rho_d = \frac{M_s}{V}$
- **La masse volumique des particules** : masse des particules du sol (phase solide seule) par unité de volume des particules du sol (t/m^3) : $\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$
- **La masse volumique de l'air** : masse de l'air par unité de volume de l'air (t/m^3) :

$$\rho_a = \frac{M_a}{V_a}$$
- **La masse volumique du sol saturé** : masse volumique du sol dans l'hypothèse où tous les vides sont remplis d'eau (t/m^3) : $\rho_{sat} = \frac{M_s + M_w (V_v / V_w)}{V}$

- **La masse volumique déjaugée du sol** : $(t/m^3)\rho' = \rho - \rho_w$
- **La porosité** : volume des vides (phases liquide et gazeuse) par unité de volume du sol $n = \frac{V_v}{V}$
- **L'indice des vides** : rapport du volume des vides (phases liquide et gazeuse) au volume des particules du sol $e = \frac{V_v}{V_s}$
- **La teneur en eau** : rapport de la masse d'eau à la masse du sol sec (sans unité ou %) $w = \frac{M_w}{M_s}$
- **La teneur en eau de saturation** : teneur en eau du sol saturé (tous les vides sont remplis d'eau) (sans unité ou %) $w_{sat} = \frac{V_v \times \rho_w}{M_s}$
- **La teneur en eau volumique** : rapport du volume d'eau au volume total du sol (sans unité ou %) $\theta = \frac{V_w}{V}$
- **Le degré de saturation** : rapport du volume d'eau au volume des vides (sans unité ou %) $S_r = \frac{V_w}{V_v}$

À partir de ces masses volumiques on peut déterminer les poids volumiques en multipliant par l'accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, mais souvent fixé à 10 m/s^2 .

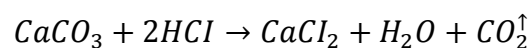
Ø **Les limites d'ATTERBERG** : Ce sont des teneurs en eau nommées comme suit (Schlosser, 1973) :

- La limite de liquidité W_l : déterminer par coupelle de Casagrande (NF P94-051)
- La limite de plasticité W_p : méthode au rouleau (NF P94-051)
- Limite de retrait W_r
- Indice de plasticité I_p : déterminer par la relation suivante $I_p = W_l - W_p$
- Indice de consistance I_c : déterminer par $I_c = \frac{W_l - w}{I_p}$

Ø **La teneur en carbonate (CaCO_3)** :

La détermination de la teneur en CaCO_3 s'effectue au calcimètre Dietrich-Frühling. L'essai consiste à mesurer à l'aide d'une burette à gaz le volume de CO_2 dégagé par la réaction du HCl sur le carbonate de calcium contenu dans l'échantillon.

L'acide chlorhydrique dilué décompose le carbonate de calcium selon la réaction :



La teneur en carbonate d'un sol est un bon indice de sa résistance mécanique et de sa sensibilité à l'eau. Suivant la valeur de teneur en carbonate, le comportement du sol évolue depuis celui d'une argile jusqu'à celui d'une roche, la valeur de transition étant aux alentours de 60-70 %.

Tableau I.1 : Nom de la roche selon le pourcentage de CaCO_3 .

Teneur en CaCO_3 (%)	Désignation géotechnique
0 - 10	Argile Argile marneuse Marne } Sols
10 - 30	
30 - 70	
70 - 90	Calcaire marneux Calcaire } Roches
90 - 100	

Ø Granulométrie

La courbe granulométrique représente le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure à D en fonction de la dimension D d'un grain. On l'obtient par tamisage pour les grains de dimension supérieure à 80 μm et par densimétrie pour les grains de dimension inférieure à 80 μm . (Degoutte et Royet, 2009)

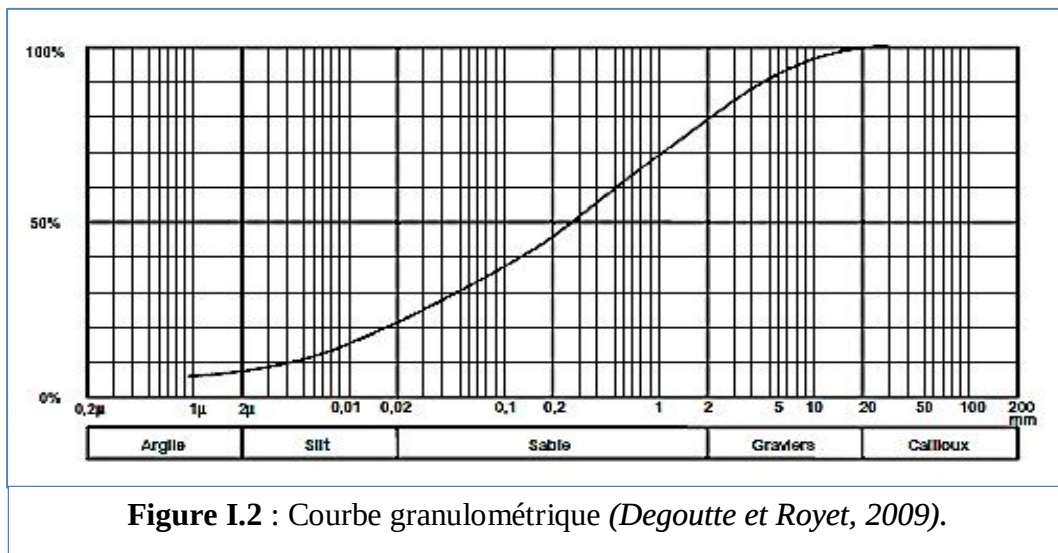


Figure I.2 : Courbe granulométrique (Degoutte et Royet, 2009).

Ø Teneur en matière organique

Au laboratoire, la teneur globale en matière organique se mesure sur le résidu passant à 0,4 mm, préalablement séché à 65°, que l'on fait réagir à l'eau oxygénée. Un deuxième étuvage permet par différence de connaître le poids et donc la teneur en matière organique (Degoutte et Royet, 2009).

Suivant leur teneur en matières organiques, les sols peuvent être qualifiés de :

- Faiblement organiques si : $C_{MO} < 10 \%$.
- Moyennement organiques si : $10 \% < C_{MO} < 30 \%$.
- Fortement organiques si : $30 \% < C_{MO}$.

Les tourbes ont des teneurs en matières organiques comprises entre 50 et 100 %.(Magnan, 1997).

- **Paramètres de compactage**

Ces paramètres sont obtenus par les essais Proctor (normale ou modifié selon la norme française NF P 94-093). L'essai Proctor est normalisé et adapté aux impératifs du domaine routier. Deux intensités de compactage sont à considérer :

- Ø Intensité faible = Proctor normal : matériaux de remblais et de couches de forme,
- Ø Intensité forte = Proctor modifié : matériaux de couches de chaussée.

I.4.2. Caractéristiques mécaniques des sols

Les caractéristiques mécaniques des sols sont définies à partir d'essais mécaniques normalisés. Chacun de ces essais reprenant à son compte une ou plusieurs caractéristiques mécaniques. Parmi les paramètres essentiels en mécanique des sols, la résistance au cisaillement, tassement, compressibilité et consolidation des sols.

a) Résistance au cisaillement

La résistance à la rupture du sol, appelée habituellement résistance au cisaillement, dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol mais aussi de l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués, (Magnan, 1991).

Cinq types d'essais sont utilisés pour déterminer en laboratoire la résistance au cisaillement :

- ü Les essais à l'appareil triaxial de révolution ;
- ü Les essais de compression simple ;
- ü Les essais de cisaillement direct à la boîte ;
- ü Les essais de cisaillement alterné à la boîte ;
- ü Les essais au scissomètre de laboratoire.

Dans le travail réalisé, la résistance au cisaillement est étudiée par les essais de cisaillement direct à la boîte. Ensuite sont déterminées les caractéristiques mécaniques (cohésion et l'angle de frottement) en conditions drainées, qui sont déduites de la courbe intrinsèque.

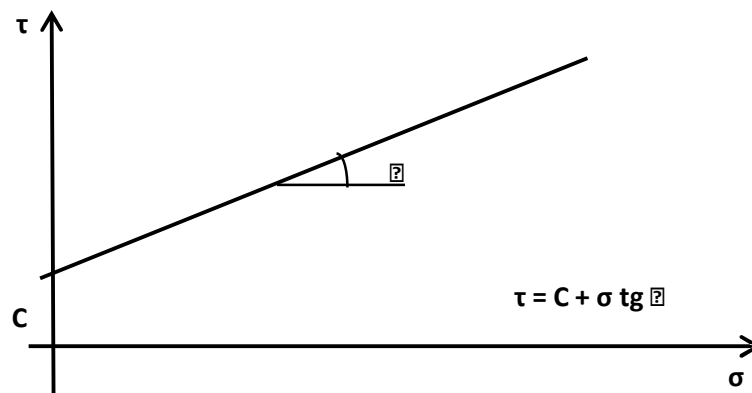


Figure I.3 : Droite intrinsèque (LCPC 1987).

- **Comportement drainé**

On parle de comportement drainé d'un sol lorsque l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivantes :

- Elle est suffisamment lente, compte tenu de la perméabilité du sol et de la longueur de chemin de drainage
- Elle a duré assez longtemps pour que les surpressions interstitielles éventuelles se soient dissipées au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol, (Magnan, 1991).

En l'absence de l'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé.

- **Comportement non drainé**

Dans le comportement non drainé, le chargement est assez rapide, compte tenu de la perméabilité du sol et de la longueur du chemin de drainage, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée, (Magnan, 1991).

b) Tassement

Le tassement est par définition la déformation verticale du sol sous l'action des sollicitations diverses (sous une charge superficielle, au voisinage d'une excavation...) qui peut être causé par :

- La compression du squelette solide,
- Le départ de l'eau et de l'air des pores qui s'accompagne d'un réarrangement des grains du sol et d'une diminution de l'indice des vides.

Le tassement total (s) est souvent décomposé en plusieurs termes, liés chacun à un phénomène différent comme le montre la figure ci-dessous : (Magnan, 2000)

$$S = S_i + S_c + S_a + S_{lat}$$

Avec :

- S_i le tassement initial instantané, sans expulsion d'eau,
- S_c le tassement de consolidation (sans déformation latérale),
- S_a le tassement résultant de la compression secondaire (sans déformation latérale),
- S_{lat} le tassement lié au déplacement latéral du sol au cours du temps.

Il existe trois classes de méthodes de calcul pour les tassements des massifs de sols (Magnan, 2000) :

- Les calculs de type œdométrique, généralement appliqués pour les remblais, les radiers et les charges de grandes dimensions par rapport à l'épaisseur des sols déformables, en particulier les sols argileux saturés et compressibles ;

- Les calculs de type pressiométrique, utilisés de façon fréquente en France pour évaluer le tassement des fondations superficielles, notamment pour les sols grenus (sables et graves, souvent difficiles à prélever et caractériser en laboratoire) ;
- Les calculs globaux en élasticité ou élasto-plasticité, mis en œuvre par la méthode des éléments finis.

c) Compressibilité des sols

La compressibilité d'un sol peut être déterminée par plusieurs méthodes (essai œdométrique, essai au fluage...). Parmi ces méthodes on s'intéresse à la compressibilité par l'essai œdométrique.

Le principe consiste à appliquer une charge, mesurer la déformation jusqu'à ce qu'elle se stabilise, puis appliquer une charge plus forte et recommencer les observations, etc. L'interprétation de l'essai consiste à tracer la courbe donnant la variation de l'indice des vides de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée : c'est la courbe de compressibilité œdométrique ou courbe œdométrique (Magnan, 2000). Pour les sols fins on obtient la courbe présentée dans la figure I.4.

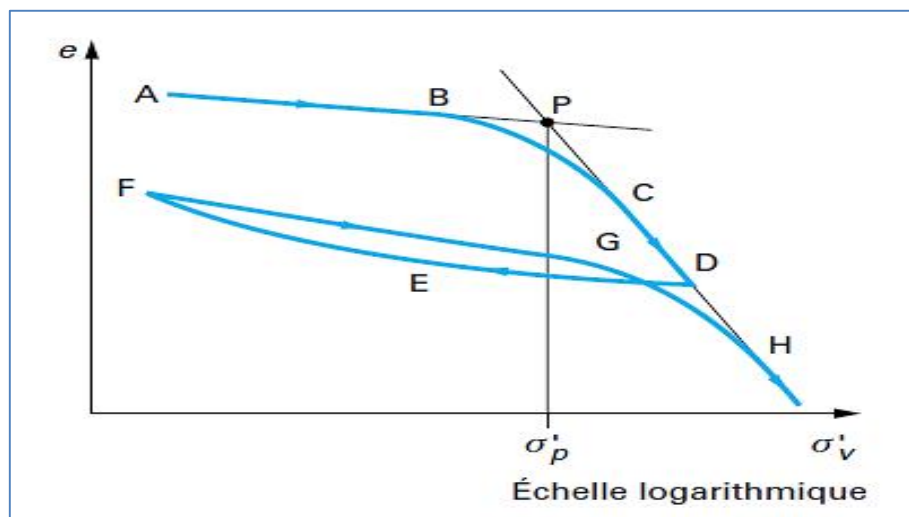


Figure I.4: Courbe œdométrique d'un sol fin (Magnan, 2000).

d) Consolidation

Phénomène de consolidation

On définit la consolidation (ou consolidation primaire) d'un sol fin comme le phénomène conduisant à la dissipation des surpressions interstitielles et à la diminution du volume du sol au cours du temps sous les charges qui lui sont appliquées. L'application rapide d'une charge à la surface d'un massif ou d'une éprouvette de sol se traduit, à l'instant initial, par l'apparition de surpressions interstitielles (excès de pression par rapport à la distribution d'équilibre, généralement hydrostatique) dans la phase liquide du sol. (Magnan, 2000) Pour déterminer la valeur du coefficient de consolidation dans les essais œdométriques à

chargement par paliers, on utilise les courbes de consolidation obtenues sous chacune des charges successivement appliquées à l'éprouvette (Figure I.5).

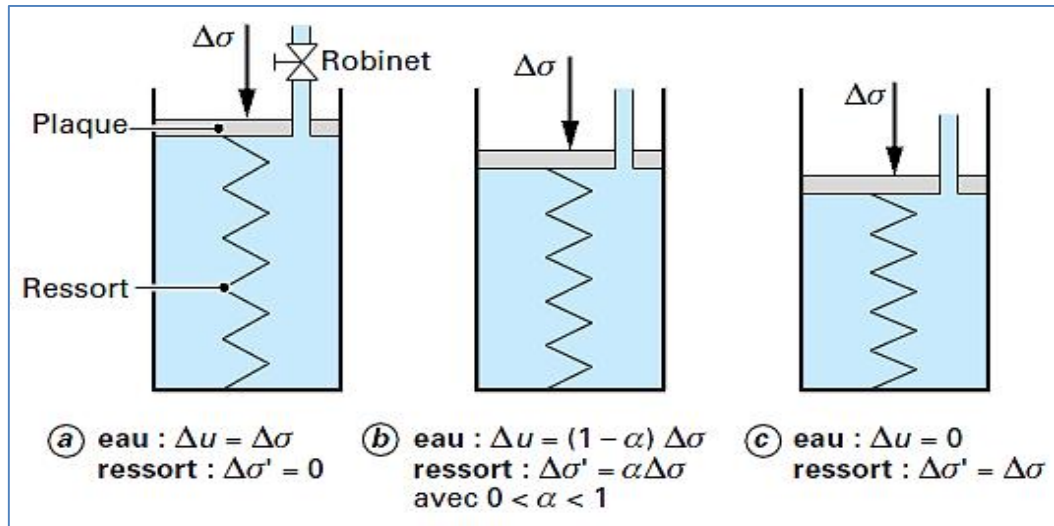


Figure I.5 : Schéma de principe du phénomène de consolidation (Magnan, 2000).

La première approche théorique de la consolidation est la théorie de THERZAGHI. Elle suppose :

- Un squelette élastique,
- Une perméabilité constante,
- Un fluide incompressible.

Elle traite essentiellement de la consolidation unidimensionnelle (Mehidi, 1997).

La théorie de la consolidation a été étendue au cas tridimensionnel avec des lois de comportement plus générales, mais sans conséquences directes sur le calcul des tassements des ouvrages qui restent basé sur la théorie unidimensionnelle.

D'après Chandler cité par (Mehidi, 1997), en dressant des courbes de consolidation isotropes des marnes de Keuper, a conclu qu'il n'y a pas de courbe de consolidation vierge unique mais plutôt une zone. Ce qui fait penser qu'on ne peut prédire de l'histoire géologique du matériau.

I.5. Classification des sols

La classification des sols naturels est un moyen de créer des catégories de sol permettant de prédire leur comportement. En général, le simple examen visuel permet de donner un nom au matériau : argile jaune, marne bleue, mais il faut toutefois compléter cette indication par :

- Une analyse granulométrique,
- Détermination des limites d'Atterberg,
- Teneur en eau, masse volumique,
- Indice de densité pour les sols pulvérulents,

- Résistance à la compression simple pour les sols cohérents

La classification des sols fins est basée notamment sur les limites d'Atterberg, elles sont mesurées sur la fraction à 400 μm . Leur détermination va permettre la classification, la caractérisation de sol et de « prévoir » leur comportement.

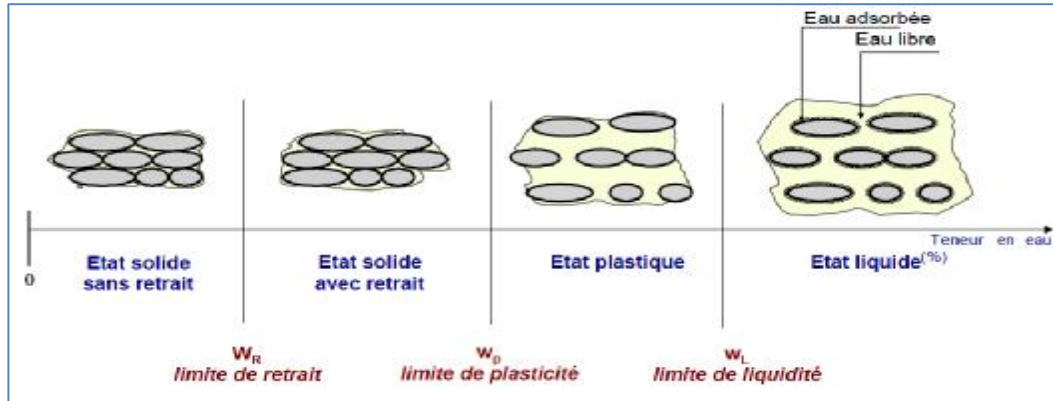


Figure I.6: Les limites d'Atterberg.

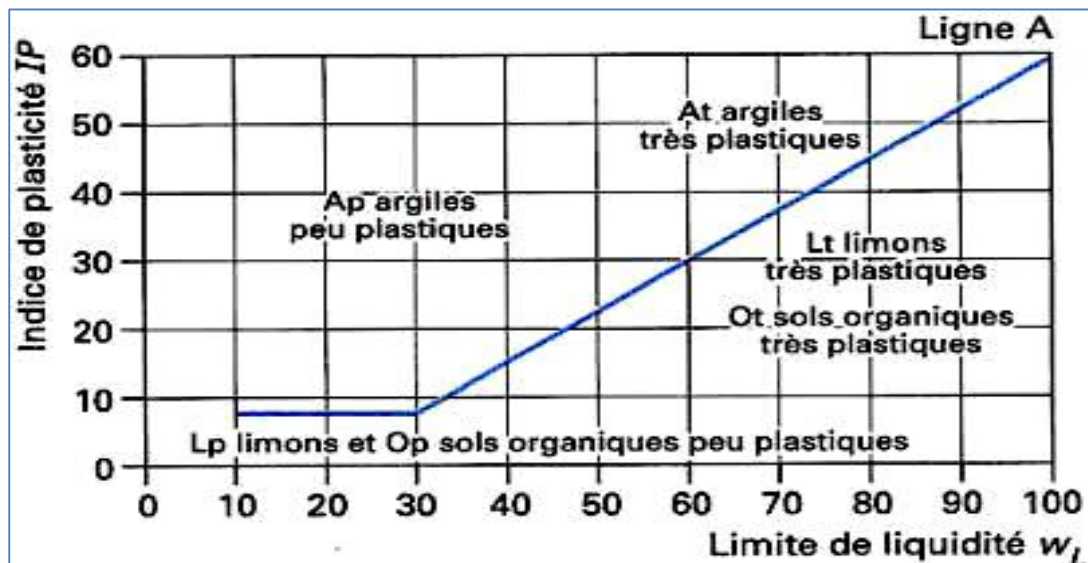


Figure I.7 : Classification des sols fins en laboratoire. Diagramme de plasticité (Magnan, 1997).

Il existe plusieurs systèmes de classification des sols. Leur inconvénient est qu'ils ne sont pas applicables dans tous les cas. Parmi les causes de leur limite d'usage, c'est qu'ils ne considèrent comme critère de classification que quelques paramètres si ce n'est pas un seul tel que l'analyse granulométrique.

I.6. Comportement des sols fins

Le sol se comporte de plusieurs manières à cause de sa structure complexe et de son anisotropie. Ce qui induit à la difficulté d'estimer son comportement qui dépend de plusieurs paramètres tels que leur degré de saturation (sec, non saturé et saturé), et de leur viscosité, (Guilali, 2012). Selon Cécile (2005), Les roches argileuses ont un comportement mécanique

intermédiaire entre celui des sols et celui des roches gouverné majoritairement par des processus couplés complexes. On parle de couplages Thermo-Hydro-Chimo-Mécaniques traduisant les effets couplés de processus mécaniques, thermiques, hydrauliques et physico-chimiques entre les phases sur le comportement macroscopique de la roche. La réalité de ces comportements peut être très complexe du fait de la multiplicité des mécanismes possibles.

Le comportement d'un sol fin est très lié à sa teneur en eau, mais aussi à sa structure cristalline et à sa composition minéralogique. L'eau est à l'origine de forces d'attraction électrique entre les grains, (*Degoutte et Royet, 2009*). Les études de comportement des sols fins, notamment les argiles, en laboratoire ont été consacrées aux argiles de surface qui ont un comportement proche de celui d'un sol. Les argiles se distinguent selon leur composition minéralogique ou mécanique, ce qui permet de les classer du point de vue thermomécanique en deux catégories selon (*Tchiep, 1995*) :

- Les **argiles plastiques** dont leur teneur en eau est élevée (supérieure à 15 %).
- Les **argiles raides** dont leur teneur en eau est faible (inférieure à 12 %), ce qui rend leur comportement mécanique est du type roche (forte résistance mécanique).

L'étude expérimentale faite par (*Tchiep, 1995*) montre en particulier qu'à court terme, le comportement instantané des argiles raides est irréversible dès les petites déformations (moins de 0.5 %).

Les argiles étudiées par (*Boudlal et Melbouci, 2012*) aux essais triaxiaux présentent un comportement plastique, la rupture est généralement de type tassement, caractérisée par une déformation sous forme de tonneau. Aucun plan de cisaillement n'apparaît ; Elles peuvent être dues au chargement appliqué et par conséquent aux pressions interstitielles importantes développées. Dans des cas réels de massifs naturels d'argile, les fissures externes facilitent d'avantage leur alimentation en eau. Ils se transforment ainsi en une pâte molle à visqueuse de très mauvaises caractéristiques et de très faible résistance.

I.7. La présence d'eau dans les sols

L'apport d'eau au sol se fait sous forme de pluie, neige, rosée et brouillard. Toute l'eau des précipitations n'atteint pas le sol en profondeur : une part est évaporée directement pendant et après la pluie; les gouttes peuvent être interceptées en partie par le feuillage. L'eau qui atteint le sol ruisselle, s'infiltre et ré-humecte le sol. Les racines absorbent cette eau que la tige et les feuilles évaporent par transpiration. Une fraction réduite finalement gagne la profondeur et atteint la nappe. Un profil habituel de la quantité d'eau contenu dans une coupe du sol et du sous-sol habituel de la quantité d'eau contenu dans une coupe du sol et du sous-sol montre une augmentation de la teneur en eau avec la profondeur.

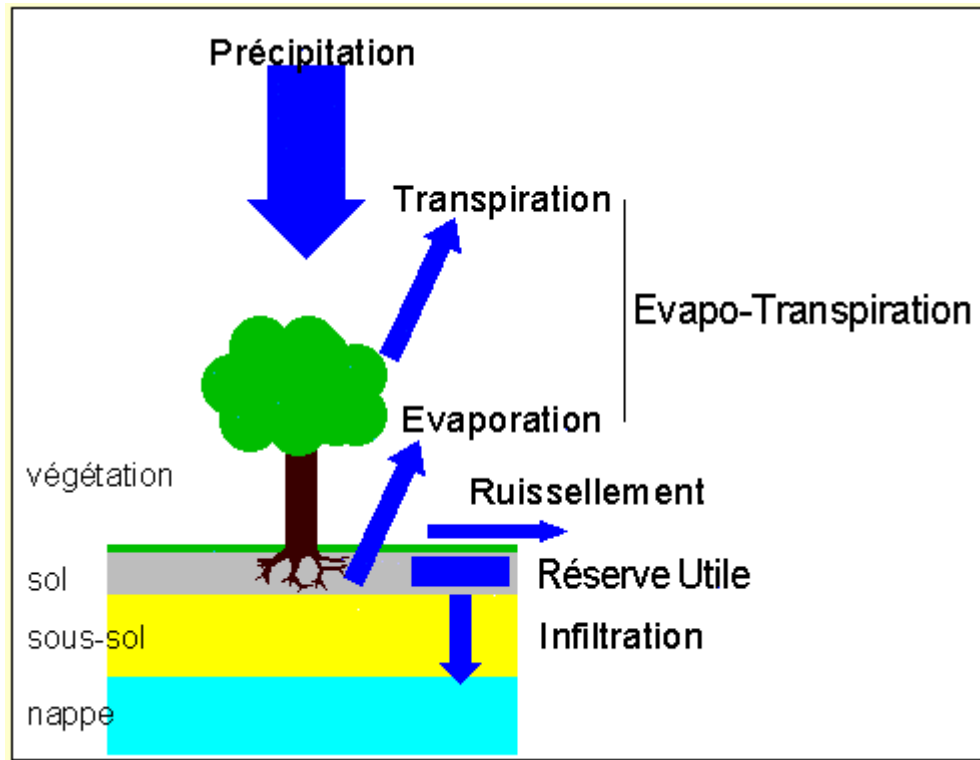


Figure I.8 : Place de l'eau du sol dans le cycle de l'eau.

Pour l'ingénieur en génie civil, l'eau est connue comme une composante de sol et peut se présenter sous plusieurs états à l'intérieur d'un sol (*Magnan 1999*) :

- **L'eau de constitution** : qui entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées ;
- **L'eau liée ou absorbé** : à la surface des grains très fins, qui est orientée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ; elle a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions ;
- **L'eau libre** : qui circule librement dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur ;
- **L'eau capillaire** : qui, dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, est retenue dans les canaux les plus fins du sol par les forces capillaires.

L'hydraulique des sols sert à caractériser les écoulements permanents dans les sols, qui permettent le calcul des débits et le calcul des pressions interstitielles, où la résistance mécanique des sols est liée directement à la contrainte effective et dépend donc de la valeur des pressions interstitielles (*Magnan 1999*).

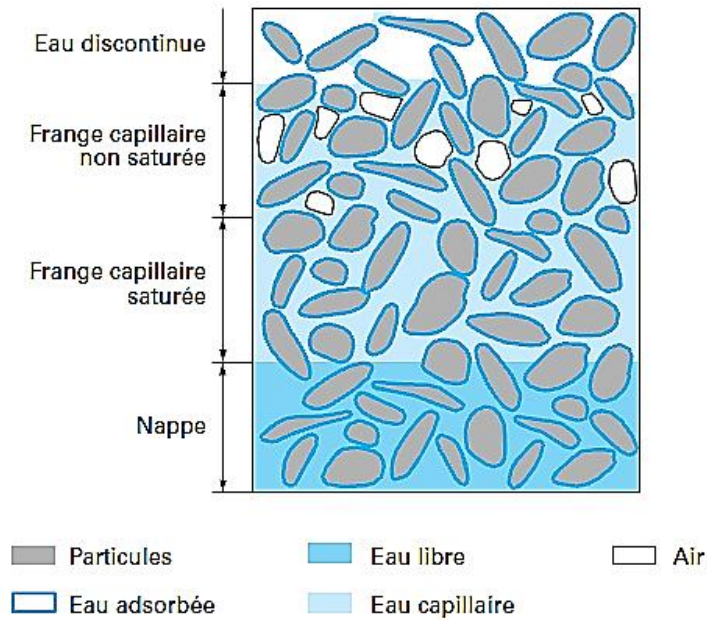


Figure I.9 : Différents états de l'eau dans le sol (Magnan 1999).

I.8. Influence de l'eau sur les sols

L'eau joue un rôle considérable dans la tenue des sols et leur résistance. On sait qu'une argile sèche est cassante, friable et qu'une argile humidifiée devient plastique et déformable. Lorsqu'on fait croître par imbibition la quantité d'eau dans un sol, on peut diminuer sa résistance et provoquer des tassements, (L'Hermite, 1969) ; ainsi que d'autres désordres tels que le retrait, le gonflement et la liquéfaction des sols.

De plus, l'eau est le premier facteur de la désagrégation des sols. Selon *Le Bissonnais et le Souder (1995)* la désagrégation par l'eau résulte de différents mécanismes physiques et physico-chimiques et peut affecter différents niveaux de la structure des sols depuis les interactions entre les particules d'argiles jusqu'aux mottes de terre. On peut identifier quatre principaux mécanismes :

- L'éclatement : la désagrégation par compression de l'air piégé lors de l'humectation,
- La désagrégation mécanique sous l'impact des gouttes de pluie,
- La microfissuration par gonflement différentiel,
- La dispersion physico-chimique.

Le tableau suivant résume les différents mécanismes et leurs résultats :

Tableau I.2 : Principales caractéristiques des différents mécanismes de désagrégation (Le Bissonnais et le Souder, 1995).

Mécanisme	Eclatement	Désagrégation mécanique	Désagrégation par gonflement différentiel	Dispersion physico-chimique
Nature des forces en jeu	Pression interne de l'air piégé lors de l'humectation	Impact des gouttes de pluie	Pression interne par gonflement différentiel de l'argile	Réduction des forces d'attraction entre les particules
Intensité de la désagrégation	Totale	Cumulative	Partielle	Totale
Propriétés du sol en jeu	Porosité, mouillabilité, cohésion interne	Cohésion humide (argile, matière organique, oxydes)	Gonflement potentiel, cohésion, conditions d'humectation	Statut ionique, minéralogie de l'argile
Particules résultantes	Petits micro-agrégats (<500 µm)	Particules élémentaires et micro-agrégats	Macro et micro-agrégats	Particules élémentaires

I.8.1. Le phénomène de retrait-gonflement

Le gonflement des sols est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnementaux. En général, le retrait/gonflement des sols se caractérise par des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie.

Cet aléa ne concerne que certains sols argileux particulièrement en présence de minéraux gonflants. Les sables et les limons sableux présentent également des cycles de retrait et de gonflement suivant les fluctuations de leur teneur en eau, mais d'une amplitude bien plus petite. Ce phénomène est à l'origine des dégâts importants aux bâtis au cours des périodes de sécheresse prolongée (Figure I.10). En climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation, si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité, elles sont donc éloignées de leur limite de retrait, ce qui explique que les mouvements les plus importants sont observés en période sèche.

La sécheresse se traduit par une baisse du niveau des nappes. La tranche la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est alors soumise à l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures, classiquement observées dans les fonds de mares qui s'assèchent. Les mouvements du sol qui sont à l'origine des désordres des constructions sont dus essentiellement aux diminutions de teneur en eau. De nombreux facteurs sont susceptibles de modifier les conditions d'équilibre hydrique des sols. Le principal facteur de prédisposition est lié à la nature du sol et à la géométrie des couches. (Nowamooz, 2007)



Figure I.10 : Désordres dues aux retrait-gonflement des sols.

Dans la ville de Tlemcen, département de l'extrême Nord-ouest de l'Algérie, de nombreux ouvrages construits sur des marnes ont montré des signes de dégradations sous forme de fissures sur les superstructures et ce à cause de la sécheresse de ces deux dernières décennies. Ces dégradations ont conduit à la perte totale de certains ouvrages. La cause principale de ces sinistres est le retrait, phénomène redoutable non pris en considération lors de la conception de ces ouvrages. Les dommages ont touché également des remblais routiers, des chaussées et des fondations (Bekkouche, Djedid et AissaMamoune, 2003).

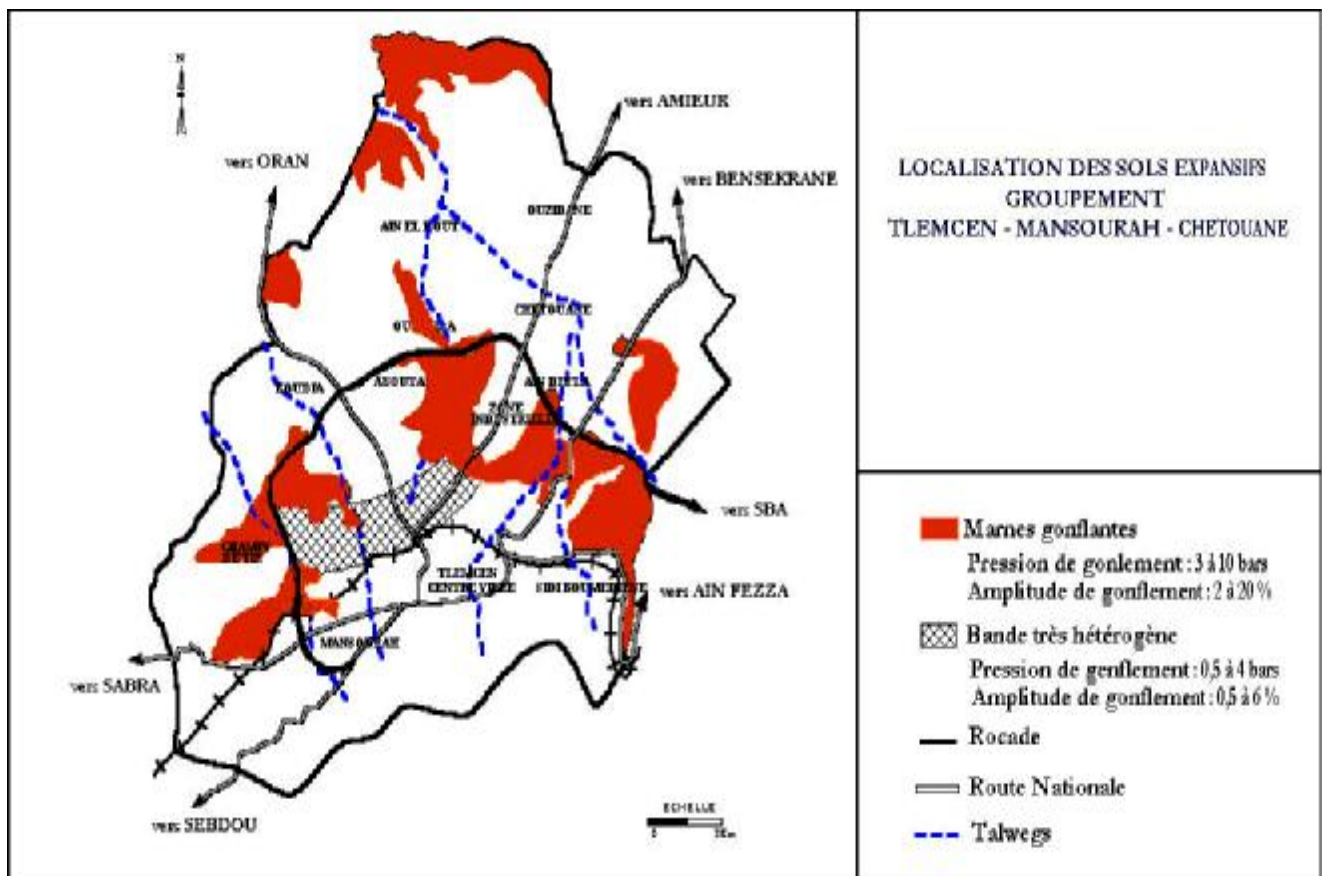


Figure I.11 : Localisation des sols gonflants au niveau du groupement(Bekkouche, Djedid et AissaMamoune, 2003).

I.8.2. phénomène de liquéfaction des sols

Le phénomène de liquéfaction des sols peut être un effet induit des séismes. Sous l'effet d'une onde sismique, le sol perd une partie ou la totalité de sa portance. Le sol se comporte alors comme un liquide. Ce phénomène est généralement brutal et temporaire, les sols reprenant leur consistance solide après.

Étant donné la rapidité, la soudaineté et le caractère souvent imprévisible de ces phénomènes, la liquéfaction des sols peut entraîner la ruine partielle ou totale des constructions, voire la perte de vies humaines. Elle provoque aussi l'enfoncement des constructions dans le sol.



Liquéfaction des sols suite au séisme de Caracas (Venezuela) en 1967.



Séisme d'Alaska 1964.

Figure I.12: Désordres dus au phénomène de liquéfaction des sols.

I.9. Comportement des sols fins en présence d'eau

Les matériaux argileux peuvent changer leurs propriétés mécaniques et pétro-physiques si les conditions environnementales comme la température, l'humidité, la contrainte, la composition ou la pression interstitielle varient, (*Freissmuth, 2002*).

Les variations d'état hydrique de grande ampleur (séchage, saturation) constituent l'une des plus graves sollicitations que peut subir un sol fin dans un corps de remblai. Pour étudier le comportement des sols compactés soumis à des variations d'état hydrique, il s'est avéré nécessaire d'établir un lien entre le comportement observé à l'échelle macroscopique et l'organisation des sols à l'échelle des particules, appelée microstructure (*Ferber et autres, 2009*). Les observations au microscope électrique à balayage montrent que, lors de l'humidification d'un sol fin compacté initialement sec, l'eau pénètre d'abord dans les agrégats argileux et ne remplit les vides inter-agrégats que dans un second temps. C'est donc bien au sein des agrégats argileux que l'eau est attirée préférentiellement.

Ainsi, si l'eau du sol est localisée au sein des agrégats, c'est que les vides inter-agrégats ne contiennent que de l'air. Si l'on suppose en outre que les agrégats sont saturés d'eau, le volume des vides intra-agrégats peut être assimilé au volume d'eau et le volume des vides

inter-agrégats peut être assimilé au volume d'air. Par souci de simplification, on partira ici d'une particule primaire modèle, dont la structure ne dépend pas de la nature minéralogique des particules argileuses constitutives (Figure I.13).

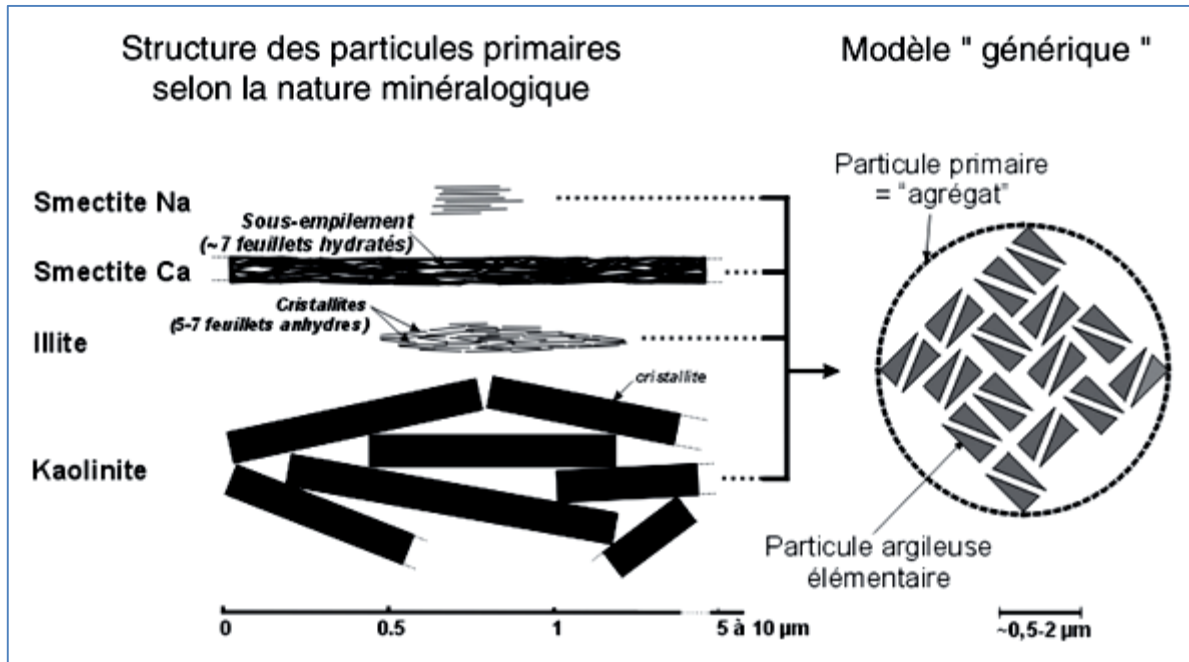


Figure I.13: Représentation simplifiée des différentes formes de particules primaires proposées par Tessier cité par (Ferber et al, 2009).

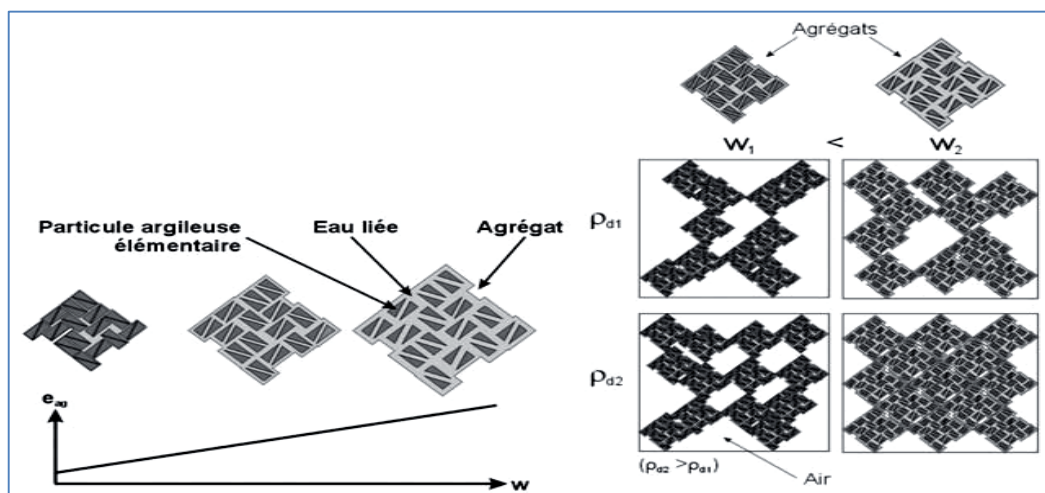


Figure I.14: Illustration schématique de l'influence conjuguée de la teneur en eau et de la masse volumique sèche sur la microstructure (Ferber et autres, 2009).

Selon ce modèle, l'indice des vides des agrégats augmente linéairement avec la teneur en eau du sol et l'indice des vides inter-agrégats résulte de l'influence conjuguée de la teneur en eau et de l'indice des vides global du sol (Figure I.14). On notera que l'un des intérêts de ce modèle est d'être basé que sur des paramètres géotechniques conventionnels et simples à déterminer (teneur en eau, masse volumique).

Des essais de gonflement libre ont été réalisés par (Ferber et autres 2009) sur une argile, compactée à différentes teneurs en eau initiales et différentes masses volumiques sèches initiales montre que les résultats obtenus confirment les connaissances assez anciennes sur l'influence des paramètres d'état initial sur le gonflement libre à savoir : pour une teneur en eau initiale donnée, le gonflement libre est d'autant plus élevé que la masse volumique sèche est élevée ; plus le sol est sec à l'état initial et plus le gonflement libre est élevé. La (figureI.15) suivante illustre le résultat obtenu.

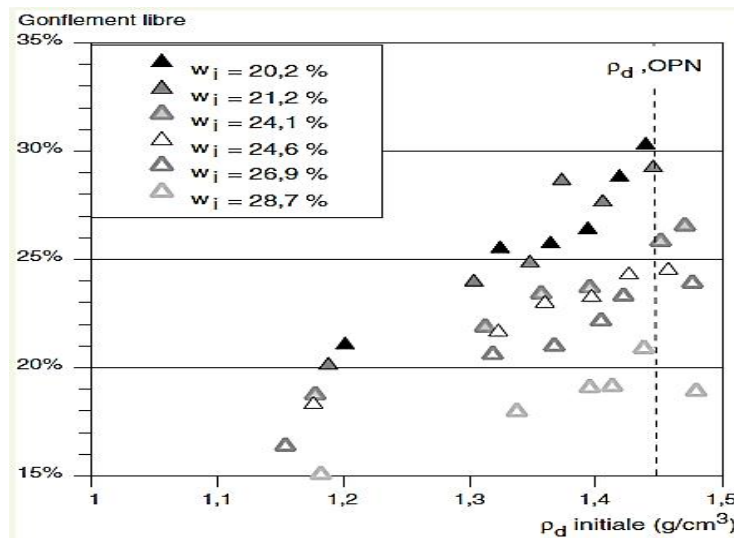


Figure I.15: Influence de la masse volumique sèche et de la teneur en eau initiale sur le gonflement libre. (Ferber et autres 2009).

L'eau de constitution influence peu le comportement du sol, sauf lorsqu'il est soumis à une température élevée. Son état et ses interactions avec les autres phases interviennent clairement dans le comportement du sol. L'influence de la teneur en eau volumique se manifeste sur l'indice de la consistance, la valeur de la succion (par la courbe de rétention d'eau) et la perméabilité. Les sols non saturés ont un indice de consistance qui évolue en fonction de leur teneur en eau. Le sol est dur et cassant lorsqu'il est desséché ou plastique à partir d'un certain degré d'humidité. Ces modifications de consistance s'accompagnent de variations de volume (retrait ou gonflement), (Bakkari2007).

L'eau libre entraîne certaines particules fines aux cours de son déplacement qui peut, modifier la composition chimique des minéraux. Ainsi que l'eau capillaire est associée à la pression capillaire ou succion. On admet que les pores jouent un rôle semblable aux tubes capillaires. Les tensions superficielles dues aux ménisques trouvent une réaction sur les particules solides. Ces réactions engendrent des contraintes supplémentaires dans le squelette du sol. Elles modifient le champ de déformations et le comportement mécanique en général (Bakkari 2007).

Donc, d'après Cécile (2005), l'eau interstitielle et l'eau au contact d'échantillons saturés peuvent considérablement influencer le comportement mécanique des roches argileuses.

L'étude de l'influence de la présence d'eau dans les roches argileuses consiste à considérer les paramètres suivants : la masse d'eau, la nature de l'eau (concentration, pH, nature des liens avec les particules solides, ...) et la pression.

Selon *Bufalo et autres (2009)*, l'essai œdométrique permet une approche quantitative des variations dimensionnelles découlant, sous contrainte constante, d'une variation de la teneur en eau d'un sol initialement non saturé ; on compare deux courbes établies l'une à la teneur en eau naturelle pour un serrage représentatif de l'état en place, et l'autre avec saturation et annulation de la pression interstitielle ; dans la gamme des contraintes pour lesquelles la courbe obtenue (Figure I.16) à teneur en eau naturelle est au-dessus de la courbe en état saturé, on connaît ainsi l'amplitude de l'effondrement qui découlerait d'une imbibition (l'amplitude n'est pas la même sous la plateforme nue que lorsqu'elle supporte un dallage plus ou moins chargé ...).

Dans le domaine des faibles contraintes, la courbe correspondant à l'état saturé peut être au-dessus de celle correspondant à la teneur en eau naturelle ; l'exploitation de ces courbes permet de prévoir l'amplitude du gonflement possible en fonction de la charge appliquée en surface.

En pratique, la teneur en eau présente évidemment une certaine variabilité, et la nature et la compacité des matériaux aussi ; une bonne évaluation de l'amplitude des variations dimensionnelles possibles, pour un projet sensible, passe donc par plusieurs essais portant sur des échantillons saturés, et des essais à plusieurs teneurs en eau et plusieurs densités sèches.

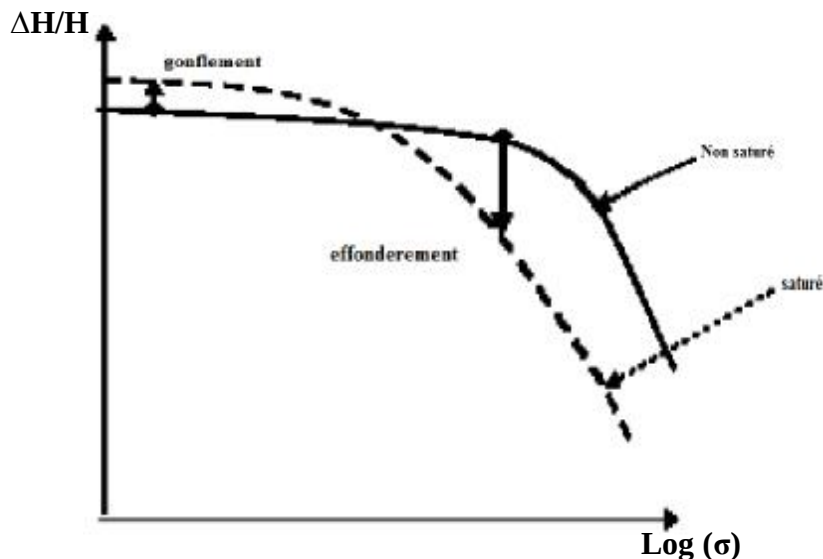


Figure I.16: Essai « double-œdomètre » sur un sol fin (*Bufalo et autres, 2009*).

I.10. Généralités sur le matériau marne

I.10.1. Les roches sédimentaires

Ce sont des roches d'origine superficielle formée par des dépôts de sédiment au niveau de la surface terrestre, la plus grande partie résulte d'un dépôt en milieu aquatique. Les sédimentaires peuvent résulter d'un processus d'altération ou d'érosion.

- Ø Si l'altération est prédominante, on trouvera des minéraux d'altération aux cotés des minéraux présents dans les roches mères. On parle de roches résiduelles,
- Ø Si l'érosion est prédominante, on obtient après transport, sédimentation et diagenèse, des roches détritiques,
- Ø Si la roche mère mise en solution peut conduire à la formation de roche d'origine chimique (tufs calcaire), de roches d'origine ou biochimique (calcaires coralliens).

I.10.2. Définition de la marne

En géologie, la marne est définie comme étant une roche sédimentaire constituée d'un mélange de calcaire et d'un pourcentage d'argile variant entre 30 à 70 %. Elle est moins compacte que les calcaires et moins plastique que les argiles.

En géotechnique, les marnes sont des roches relativement tendres qui présentent une résistance élevée à l'état sec mais leur comportement est différent en contact avec l'eau ; elles deviennent gonflantes et non résistantes, ce qui limite leur utilisation comme matériaux de remblais dans les travaux de génie civil et infrastructures, (Mellal et Lamri, 2010).

On peut résumer dans le tableau suivant que la marne est le terme moyen d'une série continue qui va du calcaire à l'argile d'après Mehidi, (1997):

Tableau I.3 : Nom de la roche selon le pourcentage de calcaire et d'argile.

% CaCO ₃	% argiles	Nom de la roche	Comportement
0	100	Argile	Plastique
10	90	Argile	Plastique
35	65	Marne argileuse	Plus au moins raide
65	35	Marne	Plus au moins raide
90	10	Calcaire marneux	Rigide
100	0	Calcaire	Rigide

Selon Delahaye et Le Roux (1975) la marne renferme, comme le calcaire, de très nombreux éléments accessoires, visibles uniquement au microscope et dont le rôle peut être prépondérant, tels que : grains de quartz, paillettes de micas, cristaux de gypse, micro-organismes, etc.

A côté de ces éléments, visibles uniquement au microscope, on peut trouver des éléments volumineux tels que : nodules de pyrite, quartz, gypse fer de lance ou encore en rose des sables, macro-fossiles, etc.

Ces différents éléments responsables de la couleur et de l'aspect permettent de définir la marne rencontrée par une appellation. On parle ainsi, si l'on s'intéresse à la couleur :

- des marnes vertes du bassin de Paris,
- des marnes bleues d'Argenteuil,
- des marnes rouges de Marseille,
- des marnes bariolées du Trias lorrain.

Si l'accent est porté sur un constituant remarquable, on parlera :

- de marnes dolomitiques,
- de marnes micacées,
- de marnes sableuses,
- de marnes glauconieuses,
- de marnes bitumineuses,
- de marnes gypseuses, etc.

Enfin, l'intérêt stratigraphique et paléontologique peut être dominant ; dans ce cas, on aura :

- des marnes à foraminifères,
- des marnes à pholadomyies,
- des marnes à spongiaires,
- des marnes à radiolaires, etc.

Ces appellations qui compliquent singulièrement le problème amènent à la genèse de ces matériaux.

Les marnes varient de solidité, les uns sont friables, les autres sont assez solide. Les marnes friables sont plus effervescentes que les autres. Les marnes plus solides enferment quelquefois du calcaire gris foncé, avec de petites cavités où le calcaire est cristallisé, et on peut rencontrer aussi des amas de gypse dans ces marnes (*Charpentier, 1817*).

I.10.3. Genèse des marnes

Les argiles qui rentrent dans la constitution des marnes proviennent, soit de l'altération des massifs émergés, soit de la reprise des sols. Après un transport, plus au moins long, les minéraux argileux arrivent au bassin de sédimentation. Dans les étapes proprement chimiques du cycle sédimentaires, les néoformations dominent (carbonates, silex, phosphate). Au cours du dépôt, et après celui-ci, interviennent les phénomènes de diagenèses (somme de processus de formation des roches à partir des boues), (*Hammar et Meziani, 1996*).

- Ø *Diagenèse des carbonates* : contient deux types de phénomènes, un qui affecte la composition minéralogique et chimique, et l'autre qui altère la structure.

- Ø *Diagenèse des minéraux argileux* : sont affectées en raison de leur taille, de leur surface spécifique élevée, de leur structure feuilletée facilitant les échanges d'ions entre le minérale et son entourage.

Ces phénomènes conduits à la formation d'un matériau dont les propriétés dépendront, en grande partie de l'intensité des phénomènes qui se sont produits.

I.10.4. Quelques types de marnes

- Ø *Les marnes bleues* : elles sont reconnaissables à leur couleurs bleue nuit. Ces marnes sont extrêmement fines et essentiellement composées d'argile, elles ne contiennent aucun élément détritique.
- Ø *Les marnes nummulitiques ou grises souris* : elles contiennent une fraction d'élément détritique fins, en particulier des sables dont leur présence rend ces marnes reconnaissable puisqu'elles croquent sous la dent.
- Ø *Les marnes gréseuses* : ces marnes ont une composante gréseuse importante, et même des niveaux de grés plus indurés inter-stratifiés dans les marnes.
- Ø *Les marnes grises* : on les retrouve avec d'épaisseurs plus importantes et elles ne contiennent que de l'argile. (Bouchez, 2008)

I.10.5. La minéralogie et composition chimique des marnes:

D'après des études faites à Alger sur une marne plais-ancienne (Derriche et Cheikh-Lounis, 2004), la minéralogie des marnes varie avec la profondeur, elles comportent des pourcentages différents de Montmorillonite, Illite, inter-stratifiés, chlorite et kaolinite (tableau I.4), et d'autres compositions chimiques telles que les montres le tableau (tableau I.5). Ces minéraux ont une présence plus importante dans les marnes altérés que dans les marnes saines.

Minéraux argileux	El-Achour 1	
	Marnes altérées (3,70–4,00m)	Marnes saines (6,00–6,40m)
Montmorillonite	24,75	18,8
Interstratifiés	13,75	14,10
Illite	11,00	09,40
Kaolinite	05,50	4,70
Chlorite	Traces	Traces

Composés chimiques	Argiles-marneuses altérées (Prof. = 1 à 8,5m) (N=4)	Argiles-marneuses saines (Prof. = 9 à 12m) (N=4)
SiO ₂	45,52	46,95
Al ₂ O ₃	8,50	10,00
Fe ₂ O ₃	6,23	6,76
CaO	12,95	12,06
SO ₄ ⁻²	0,97	1,58
Cl ⁻	0,14	0,09
M.O.	0,31	0,54
Insolubles	0,35	0,47
Perte au feu	17,47	15,95
Na ₂ O	Traces	
K ₂ O	1,54	Traces
CaCO ₃	18,76	17,4
SiO ₂ /Al ₂ O	5,35	4,69

I.10.6. Dégradation des marnes

Les processus climatiques sont en générale les premières sources de dégradation des sédiments marneux à long terme. Les processus qui peuvent intervenir dans la dégradation des marnes sont décrits aux paragraphes suivants.

a) Gel / dégel

D'après Le Bouteiller (2011), la marne est un matériau à rupture fragile plutôt que ductile, et sa résistance à la rupture est faible. Ainsi, la résistance à la rupture en traction de la marne est de 2 MPa contre 10 MPa pour le calcaire ou 28 MPa pour le quartzite. La marne est donc a priori particulièrement sensible au phénomène de gélifraction.

b) Humectation / dessiccation

Les marnes de Draix étudiées par Le Bouteiller (2011), sont composées de 35 à 65 % d'argile. Il s'agit majoritairement d'illite et de chlorite, et des analyses minéralogiques fines mettent aussi en évidence la présence de kaolinite et de smectite sous la forme d'inter-stratifié illite/smectite. Si l'illite et le chlorite sont des argiles faiblement gonflantes, la smectite est en revanche très sensible au phénomène de gonflement en présence d'eau du fait de l'hydratation des espaces inter-feuillets. Donc, la sensibilité des marnes de Draix à l'alternance de cycle d'humectation et dessiccation n'est pas négligeable.

c) Altération chimique

La réaction de dissolution des carbonates intervient à une échelle de temps de plusieurs dizaines voire milliers d'années. Elle est donc négligeable comparativement aux autres processus évoqués, qui sont beaucoup plus rapides (Le Bouteiller, 2011).

I.10.7. Comportement des marnes

Le comportement des roches argileuses peut être influencés par l'eau et / ou par la minéralogie et la texture de ces roches. En présence d'eau, ces roches montrent des comportements qui peuvent être sensiblement différents et qui peuvent être aussi additionnés aux caractéristiques minéralogiques et texturales des roches. Par exemple, les minéraux accessoires comme la pyrite qui, par oxydation, contribue à la dégradation des minéraux argileux et par voie de conséquence à l'évolution des textures générant une dégradation des caractéristiques mécaniques. (Pejon et al 1997).

Les marnes, aux proportions de smectites variables, présentent une faible résistance au cisaillement et une forte aptitude aux processus de retrait gonflement (Derriche et Cheikh Lounis, 2004).

I.10.8. Comportement des marnes en présence d'eau

Les études réalisées par Pejon et al (1997) sur 5 échantillons de marne dans le but d'étudier leur gonflement libre, ont montré que les marnes des terres noires (TN) sont les moins gonflantes et que les marnes de Limagne (CF) présentent le plus grand gonflement expliqué par la présence de 30 % de smectite. Quant aux marnes de Banassac (BNA), elles ont un gonflement intermédiaire comme le montre la (figure I.13).

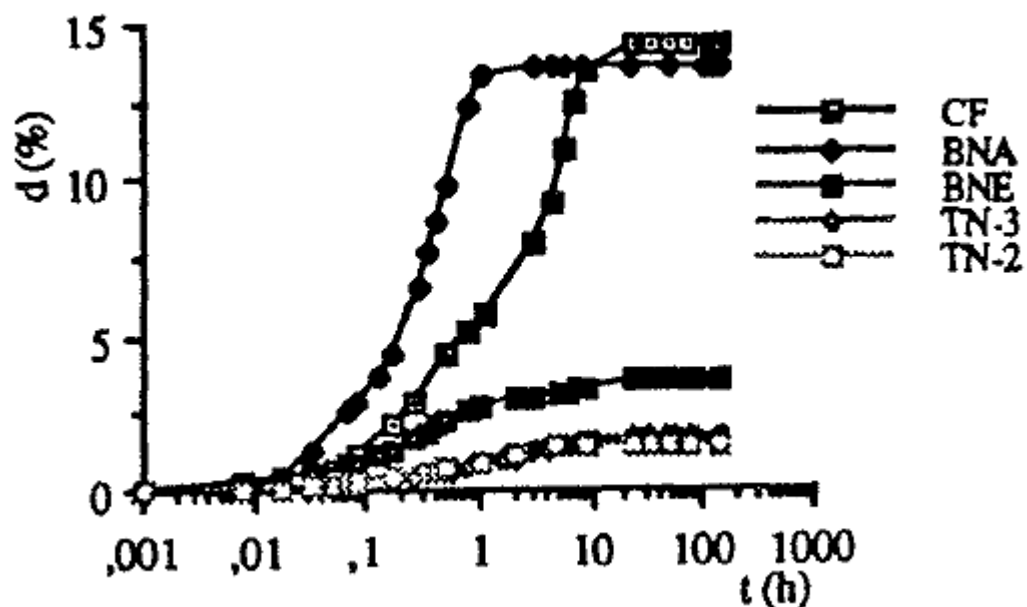


Figure I.17: Gonflement libre – un seul cycle d'imbibition (Pejon et al 1997).

Les différences de comportement au gonflement constatées pour ces matériaux ne peuvent pas avoir pour causes uniquement la présence d'argiles. Si on observe les paramètres physiques de ces matériaux les différences sont nettes. Les Terres Noires qui présentent le gonflement le plus faible sont des roches presque saturées, avec un indice des vides et une porosité très faibles, des masses volumiques sèches (γ_d) et naturelles (γ), élevées. Les marnes de Banassac, par contre présentent un faible degré de saturation, une forte porosité, un indice des vides intermédiaire et des masses volumiques plus faibles. Ces caractéristiques indiquent déjà que cette roche présentera un gonflement plus important que les Terres Noires.

Au niveau de la pression de gonflement, les résultats obtenus ne montrent pas les mêmes différences entre les matériaux que pour le gonflement libre. Le matériau de Banassac et les Terres Noires présentent des valeurs semblables de pression de gonflement, qui varient entre 300 KPa à 400 KPa, alors que les valeurs de gonflement libre présentent beaucoup plus de différences. Déjà les marnes de Limagne qui contiennent des smectites dans la fraction argileuse développent une pression de gonflement plus importante, de près de 800 KPa. En fonction de ces résultats, on peut dire que, apparemment, les pressions de gonflement sont plus fortement influencées par la minéralogie des argiles que le gonflement libre.

Pejon et al(1997), ont conclu que pour les roches les plus résistantes qui sont aussi, les plus consolidées, avec un faible pourcentage d'argiles peu actives, comme les Terres Noires, la texture a une importance prépondérante. Le gonflement se produit par l'ouverture de fractures successives, qui augmentent à chaque nouveau cycle d'imbibition et de séchage. Ainsi que, les argiles même en faibles quantités et peu actives, peuvent avoir une grande importance sur le gonflement de la roche. Cet effet étant en relation avec la micro texture.

I.11. Conclusion

Des généralités ont été exposées dans ce chapitre sur les sols fins et particulièrement sur les sols marneux, en présentant leur comportement d'une façon générale et précisément leur comportement en présence d'eau. Nous pouvons constater que le comportement des marnes varie d'un site à un autre en fonction de leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

Le chapitre suivant est consacré à l'identification de la marne étudiée (marne de M'Douha), à savoir la détermination des caractéristiques physiques.

CHAPITRE II

IDENTIFICATION DES MATERIAUX

II.1. Introduction

L'étude du comportement mécanique d'un matériau passe premièrement par la réalisation d'essais d'identification en laboratoire. Les essais mis en œuvre ont pour objectifs de déterminer les principaux paramètres physiques généralement utilisés en mécanique des sols. Ainsi sont déterminés :

- ü La teneur en eau (w) ;
- ü L'analyse granulométrique ;
- ü Les limites d'Atterberg ;
- ü L'indice des vides, le degré de saturation ;
- ü La porosité ;
- ü La masse volumique des grains ;
- ü La masse volumique à la teneur en eau naturelle ;
- ü La masse volumique du matériau sec.

II.2. Etude géologique

Les travaux du géologue français Daniel Raymoud cité par Mehidi(1997), montrent que la marne se trouve en abondance dans tout le Nord-Est de TIZIOUZOU. En effet la carte géographique de la Grande Kabylie situe le gisement dans toute la vallée qui contourne le DJEBEL SIDI BELLOUA et AISSA MIMOUN. L'étendue s'étale de TIMIZART LAGHBAR à MEKLA au sud ; de MAKOUDA vers le Nord et en tirant vers OULAD OUARET par le Nord-Ouest.

Les marnes de TIZI OUZOU sont de deux types(*Mehidi, 1997*) :

ü Le sahélien

Ce sont des marnes argileuses bleues, surmontées par quelques lits de grès grossiers. Ces marnes se trouvent dans les localités de DRAA BEN KHEDDA, de BOUKHALFA, du BELLOUA et du SEBAOU.

ü Le Quaternaire

Ce sont des marnes dures pénétrées par de nombreux filons de calcite fibreuse, avec de nombreux bancs de grès calcaires. Ces formations se rencontrent dans les flancs sud des massifs du BELLOUA et d'AISSA MIMOUN. Les affleurements marneux de la région de TIZI OUZOU couvrent une surface de 470 km².

Finalement la surface des affleurements marneux au niveau de la Grande Kabylie dépasserait 1100 km².

II.3. Le matériau utilisé

La marne utilisée dans cette étude a été prélevée au niveau de willaya de TIZI OUZOU d'un site à proximité du «cimetière M'douha » à côté de la rue Malouli Ahmed,à une profondeur comprise entre 10 m à 15 m, la marne est prélevée au niveau des fondations d'un immeuble à l'aide d'une pelle mécanique (échantillon remanié) sous forme de blocs.



Figure II.1 : Site de prélèvement de la marne (MDOUHA).

La marne a une couleur grise, friable et s'altère rapidement en présence d'eau et au contact d'air comme le montre la figure suivante :



Figure II.2: Altération de la marne sur site.

II.4. Essais d'identifications

II.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 h et le peser une autre fois à sec. Donc la teneur en eau pondérale est calculée comme suit :

$$w = \frac{m_w}{m_d}, \text{ avec : } m_w = m_2 - m_3 ; m_d = m_3 - m_1$$

Avec : m_w : masse de l'eau,

m_d : masse du matériau sec,

m_1 : masse de la tare,

m_2 : masse totale humide,

m_3 : masse totale sec,

Le résultat obtenu est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Détermination de la teneur en eau.

N° de la tare	1	2	3
Masse totale humide(g)	65.7	89.6	138.3
Masse totale sec(g)	63.5	86.4	132.3
Masse de la tare(g)	24.5	23.8	26.9
Masse de l'eau(g)	2.2	3.2	5.9
Masse d'échantillon sec (g)	39	62.6	105.5
Teneur en eau (%)	5.64	5.11	5.59
Teneur en eau moyenne (%)	5.44		

Bien que le prélèvement des blocs de marne a eu lieu pendant la saison des pluies, sauf que le matériau a une teneur en eau très faible de **5.44%**. Nous pouvons l'expliquer par le fait que ce dernier se présente sous forme de blocs, donc avec un volume de vide très réduit et la pénétration de l'eau est très difficile.

II.4.2. Les masses volumiques

a) La masse volumique humide (ρ_h)

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 (II.3).



Figure II.3 : Principe et matériels de la pesée hydrostatique.

Le résultat est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Détermination de la masse volumique humide.

Masse de l'échantillon humide (g)	66.3	68.6	66.3
Masse humide d'échantillon paraffiné à l'air (g)	74.1	77.6	79.6
Masse de l'échantillon paraffiné immergé (g)	32.1	33.4	31.0
Masse de la paraffine(g)	7.8	9	13.3
Volume brut (cm ³)	42	44.2	48.6
Volume de la paraffine (cm ³)	8.66	10	14.77
Volume net (cm ³)	33.34	34.2	33.83
ρ_h (g/cm ³)	1.99	2.00	1.96
ρ_h moyenne (g/cm ³)	1.98		

b) La masse volumique sèche (ρ_d)

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.

$\rho_d = \frac{m_s}{V_t}$, on a : $w = 5.44\%$, et $m_e = w m_s$; $m_h = m_e + m_s = (1 + w) m_s$ donc :

$$m_s = m_h / (1 + w) = m_h / (1.0544)$$

Le résultat obtenu est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Détermination de la masse volumique sèche.

Volume totale (V_t en cm ³)	33.34	34.2	33.83
Masse humide m_h (g)	66.3	68.6	66.3
Masse des grains solides m_h (g)	62.88	65.06	62.88
masse volumique sèche (g/cm ³)	1.88	1.90	1.86
ρ_d moyenne (g/cm ³)	1.88		

c) Lamasse volumique des particules solides (ρ_s)

La détermination de la masse volumique des particules solides 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.

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 s'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 :

$$\rho_s = \rho_w \frac{m_2 - m_1}{m_4 + m_2 - m_1 - m_3}$$

Avec :

m_1 : masse du pycnomètre vide,
 m_2 : masse du pycnomètre avec échantillon,
 m_3 : masse du pycnomètre + eau + échantillon,
 m_4 : masse du pycnomètre plein d'eau,
 ρ_w : masse volumique de l'eau égale à 1(g/cm³),

Le résultat de notre essai est le suivant :

M_1 : masse du pycnomètre vide = 359,1 g
 M_2 : masse du pycnomètre avec échantillon = 409,1 g
 M_3 : masse du pycnomètre + eau + échantillon = 1513,4 g
 M_4 : masse du pycnomètre plein d'eau = 1483,4 g

$$\rho_s = 2,5 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$



Figure II.4 : Matériel d'essai au pycnomètre.

II.4.3. Indice des vides, degré de saturation et porosité

ü 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 :

$$e = \frac{V_v}{V_s} ; \text{ Ou bien par la relation suivante (voir annexe I): } e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

Vu que les masses volumiques sont déterminées, on déduit l'indice des vides par la deuxième relation. **e = 0.33**

ü 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 pour-cent. Le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100% (sol saturé). Il peut aussi être défini par la formule suivante (annexe I) :

$$S_r = \frac{\rho_s}{\rho_w} \times \frac{w}{e} ;$$

D'où le degré de saturation est égal à **41.21%**

ü 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). La porosité peut s'exprimer en pourcentage ou sans dimension.

$$n = V_v / V$$

La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule :

$$n = e / (e + 1)$$

Ce qui nous donne une porosité de **24.81%**

II.4.4. Les limites'Atterberg

Ces limites sont Déterminées selon la norme française NF P94-051, avec un appareillage normalisé, sur le mortier, c'est-à-dire la fraction de sol qui passe au tamis de 0.40 mm.

On peut considérer quatre états caractérisant la consistance des sols fins. Pour des teneurs en eau décroissantes (Léreau, 2006) :

L'état liquide : le sol a une consistance très faible. Il a l'aspect d'un fluide, il tend à se niveler suivant une surface horizontale. Les particules glissent les unes sur les autres.

L'état plastique : le sol a une consistance plus importante. Il ne tend plus à se niveler suivant une surface horizontale. Soumis à de faibles contraintes il se déforme largement sans se rompre. Il garde sa déformation après suppression des contraintes. Les particules ont mis en commun leurs couches adsorbées ; lorsqu'il y a déformation les particules restent attachées les unes aux autres sans s'éloigner.

L'état solide (avec retrait) : le sol retrouve sa forme initiale après suppression des contraintes (petite déformations élastiques).

L'état solide (sans retrait) : les particules arrivent au contact en quelques points en chassant l'eau adsorbée ; le sol ne change plus de volume quand sa teneur en eau diminue.

La transition d'un état à un autre est progressive, c'est pourquoi toute tentative pour fixer la limite entre deux états est difficile. Néanmoins, on utilise les limites définies par Atterberg et précisées ensuite par Casagrande.

On définit :

- **La limite de liquidité**, notée W_L qui sépare l'état liquide de l'état plastique,
- **La limite de plasticité**, notée W_p qui sépare l'état plastique de l'état solide,
- **La limite de retrait**, notée W_s qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.

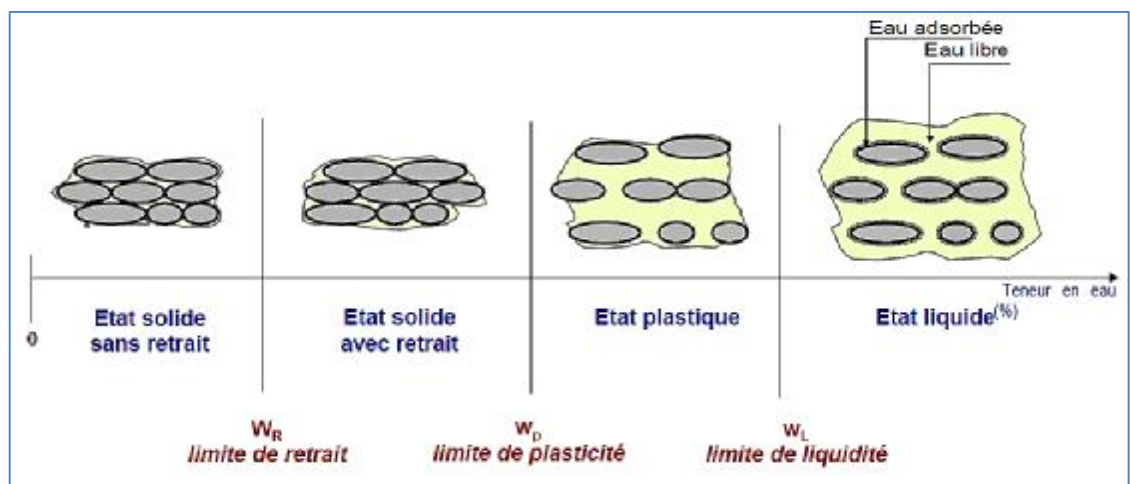


Figure II.5: Les limites d'Atterberg.

Ü Limite de liquidité

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaire pour fermer la rainure sur 1 cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte. Par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à une fermeture en 25 chocs. Elle peut être déterminée par la relation suivante : $W_L = w \left(\frac{N}{25} \right)^{0.121}$

Si on étudie la relation qui lie le nombre de chocs N à la teneur en eau w , on constate que la courbe représentative de cette relation est une droite en coordonnées semi-logarithmiques (échelle arithmétique pour les teneurs en eau, logarithmique pour le nombre de chocs) lorsque le nombre de chocs est compris entre 15 et 35. On réalise cinq essais qui doivent s'échelonner régulièrement entre 15 et 35 ou, mieux, entre 20 et 30 chocs.



Figure II.6 : Détermination de la limite de liquidité.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Détermination de la limite de liquidité.

N° d'essai	Essai n°1		Essai n°2		Essai n°3	
Nombre de chocs	22 chocs		29 chocs		35 chocs	
Masse totale humide (g)	36.7	36.2	37.2	34.5	32.6	35.4
Masse totale sec (g)	34.0	33.4	34.9	31.6	30.6	33.2
Masse des tares(g)	24.5	23.7	26.8	21.1	22.9	25.2
Masse de l'eau (g)	2.7	2.8	2.3	2.9	2	2.2
Masse du sol sec (g)	9.5	9.7	8.1	10.5	7.7	8
Teneur en eau (%)	28.42	28.86	28.39	27.62	25.97	27.5
Moyenne (%)	28.64		28.00		26.73	

De la courbe de teneur en eau en fonction du nombre de chocs on tire la limite de liquidité qui correspond à 25 chocs. De la courbe on détermine que la limite de liquidité $W_L = 28.25\%$.

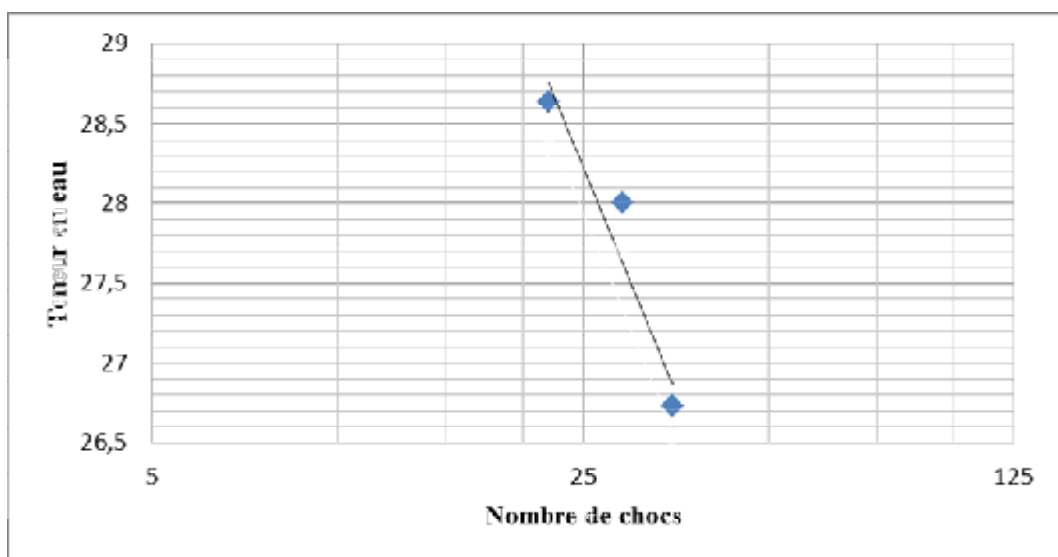


Figure II.7 : Courbe de limite de liquidité.

Ü Limite de plasticité

Pour déterminer la limite de plasticité, on roule le matériau en forme de cylindre qu'on amincit progressivement (figure II.6.). La limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. Il faut donc réaliser des rouleaux de 3 mm de diamètre sans pouvoir faire de rouleaux plus fins. On exécute en générale deux essais pour déterminer cette limite.

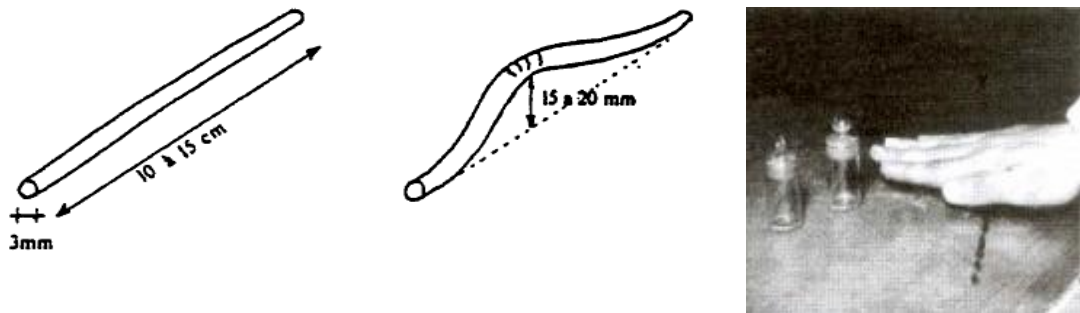


Figure II.8 : Détermination de la limite de plasticité, (Magnan 1997).

Le résultat est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Détermination de la limite de plasticité.

N° d'essai	1	2	3
Masse totale humide (g)	110.3	110.3	37.7
Masse totale sec (g)	109.2	109.3	36.9
Masse de tare (g)	104.4	104.4	32.8
Masse de l'eau (g)	1.1	1	0.8
Masse du sol sec (g)	4.8	4.9	4.1
Teneur en eau (%)	22.91	20.40	19.51
Limite de plasticité (%)	20.94		

De ces limites est déduit l'indice de plasticité qui permet de définir le degré de plasticité d'un sol en se référant aux plages suivantes :

Tableau II.6 : Degré de plasticité des sols d'après ATTERBERG.

IP (%)	Appréciation
0	Plasticité nulle
<7	Peu plastique
7 - 17	Moyennement plastique
>17	Hautement plastique

ü Indice de plasticité

L'indice de plasticité, noté I_p , est le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'argilosité des sols. Il s'exprime par la relation :

$$I_p = W_L - W_p$$

Il mesure l'étendue du domaine de plasticité, domaine pendant lequel on peut travailler le sol. Il a une grande importance dans tous les problèmes de géotechnique routière.

Le GTR 92 (Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de forme, 1992) retient pour I_p les seuils d'argilosité suivants :

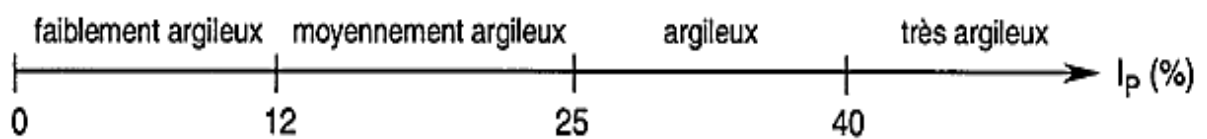


Figure II.9 : Les seuils d'argilosité d'un sol selon le GTR (1992).

D'où : l'indice de plasticité $I_p = W_L - W_p = 28.25 - 20.94 = 7.31 \%$

De ces valeurs, peut être déterminé l'indice de consistance I_c qui permet d'apprécier la consistance des sols plastiques en se référant aux plages de valeurs présentées ci-dessous. Il est déterminé par la formule suivante : $I_c = \frac{W_L - W_p}{I_p}$ Ce qui donne un indice égal à **3.12**

Tableau II.7 : Plage de consistance des sols plastiques après ATTERBERG

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

D'après la limite de liquidité et de plasticité on peut dire que la marne étudiée est moyennement plastique et faiblement argileuse avec un indice de plasticité de 7.31 %. L'indice de consistance confirme que cette marne contient peu d'argile avec un indice supérieur à 1 et indique qu'elle est une roche dure. (GTR, 1992 et Atterberg).

II.4.5. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- **Le tamisage (NF P94-056)**

Pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension supérieure ou égale à 80 microns.

- **La sédimentométrie (NF P94-057)**

Lorsque la dimension des particules est inférieure à 80µm le tamisage n'est plus possible, il est donc remplacé par l'essai de sédimentométrie. Cette méthode est basée sur la loi de Stokes qui exprime la vitesse limite de chute d'une particule sphérique dans un liquide visqueux en fonction du diamètre de la particule.

L'analyse granulométrique se traduit par la courbe granulométrique. Cette courbe contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés.

Dans le cas du sol étudié qui est un sol cohérent, l'analyse granulométrique est faite par la méthode de sédimentation présentée ci-après.

a) Principe de la sédimentométrie

Les particules inférieures à 80µm séparées du reste du sol par tamisage sont mises en suspension dans de l'eau additionnée d'un dé-floculant. Les particules sédimentent à différentes vitesses en relation avec leur taille. Au moyen d'un densimètre est mesurée l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution et la profondeur d'immersion de l'appareil. La distribution pondérale de la taille des particules est calculée à partir de ces données.

b) Description de l'essai

Lorsque l'échantillon est prêt, il est incorporé à une solution comprenant 125 ml d'eau distillée ou déminéralisée et 5 g d'agent dispersant, habituellement de l'hexamétaphosphate de sodium. L'agent dispersant sert à séparer les particules d'argiles les unes des autres. Afin d'atteindre une saturation complète permettant à l'agent dispersant d'agir dans les conditions idéales, l'échantillon préparé à sec est laissé reposer dans la solution pendant au moins 16 heures.

La solution et le sol sont ensuite mélangés à l'aide d'un agitateur pendant 30 à 60 secondes pour les sols à gros grains contenant des particules d'argiles et de silt, et pendant 1 à 4 minutes pour les sols à grains fins. La suspension ainsi produite est versée dans un cylindre de sédimentation de 1 litre, et on y ajoute au besoin de l'eau distillée ou déminéralisée, pour obtenir une suspension de 1000ml. Le cylindre est agité vigoureusement pendant une minute, en le renversant de bas en haut à plusieurs reprises, puis déposé à un endroit stable et exempt

de vibration, si possible dans un bain à température constante. Le temps de départ de la sédimentation est noté, qui doit correspondre à l'instant précis où le cylindre a été déposé.

La concentration et la vitesse de chute des particules de sol sont mesurées à l'aide d'un hydromètre, inséré très délicatement dans la suspension pour éviter de créer de la turbulence. La lecture (R) correspondant au sommet du ménisque formé par la suspension sur la tige de l'hydromètre est notée. L'hydromètre est retiré et enregistrée la température (T) de la suspension. A partir du temps de départ de la sédimentation, des lectures à l'hydromètre sont faites après des temps suggérés de 2, 5, 15, 30, 60, 120, 240 et 1440 minutes.



Figure II.10 : Principales étapes de la sédimentométrie.

c) Résultat d'essai

Tableau II.8 : Calcul de l'analyse granulométrique.

Temps (min)	Température	Lecture R	Lecture R'	D (mm)	C _t	Pourcentage sur tamis 80µm
0,5	23	1,0285	0,997	0,050884411	0,003	81,22369493
1	23	1,0285	0,997	0,035980712	0,003	81,22369493
2	23	1,0285	0,997	0,025442205	0,003	81,22369493
5	23	1,0281	0,997	0,012377321	0,003	80,74428725
10	23	1,028	0,997	0,008934877	0,003	80,62443533
20	23	1,0275	0,997	0,006928093	0,003	80,02517572
40	23,51	1,027	0,9975	0,005264245	0,0025	78,82665651
80	23,51	1,026	0,9975	0,004224934	0,0025	77,6281373
240	22	1,022	0,9978	0,003417297	0,0022	72,4745047
1440	22	1,021	0,9978	0,001475171	0,0022	71,27598549

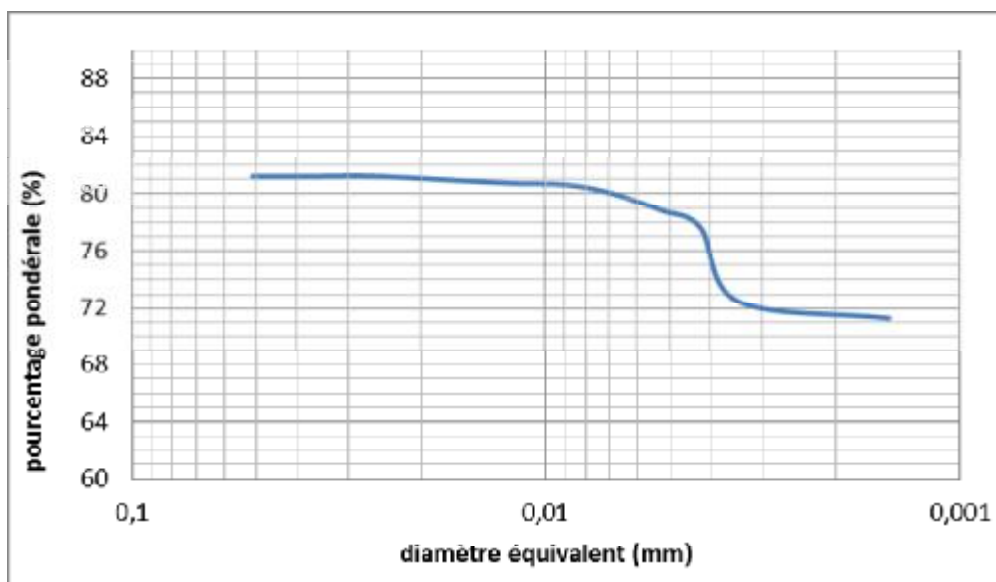


Figure II.11 : Analyse granulométrique par sédimentation.

I.5. Essai de dégradabilité

I.5.1. But de l'essai

L'essai de dégradabilité permet d'apprécier les potentialités d'un matériau à évoluer après sa mise en œuvre sous l'action des cycles immersion-séchage (cycles climatiques).

I.5.2. Appareillage :

Le matériel utilisé pour cet essai est :

- Une série de tamis normalisés ;
- Un bac de mise en immersion ;
- Une étuve réglée à 105°C.

I.5.3. Mode opératoire :

L'essai s'effectue sur deux (2) Kg de la fraction granulaire 10/20 du matériau à tester. Après avoir dressé une courbe granulométrique, cet échantillon est soumis à cinq cycles de 8h de séchage et de 16h d'immersion.

L'échantillon obtenu sera de nouveau soumis à une analyse granulométrique.

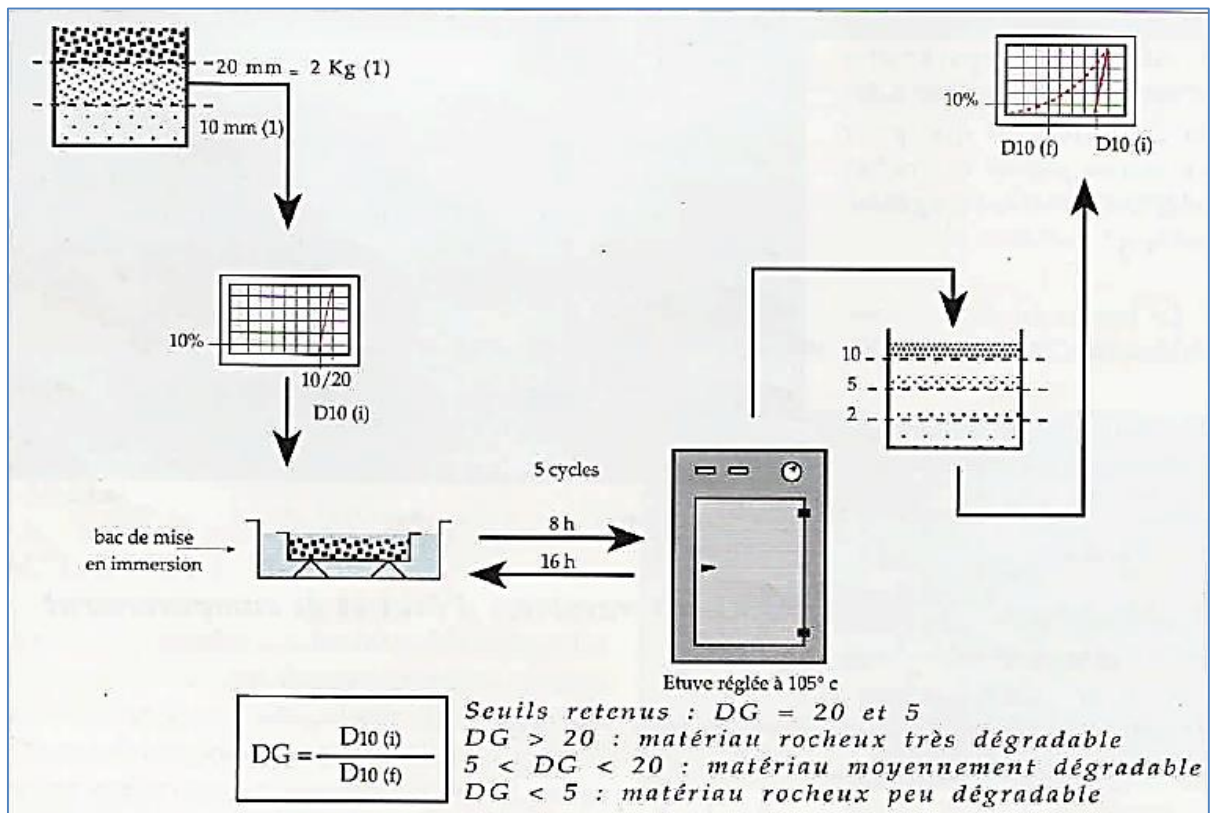


Figure II.12 : Principe de l'essai de dégradabilité (DG), (GTR, 1992).

I.5.4. Exécution de l'essai

L'essai est effectué sur un matériau marneux selon la norme française NF P 18-576 d'une classe granulaire de 10/20, sa courbe granulométrique initiale est présentée sur la figure,

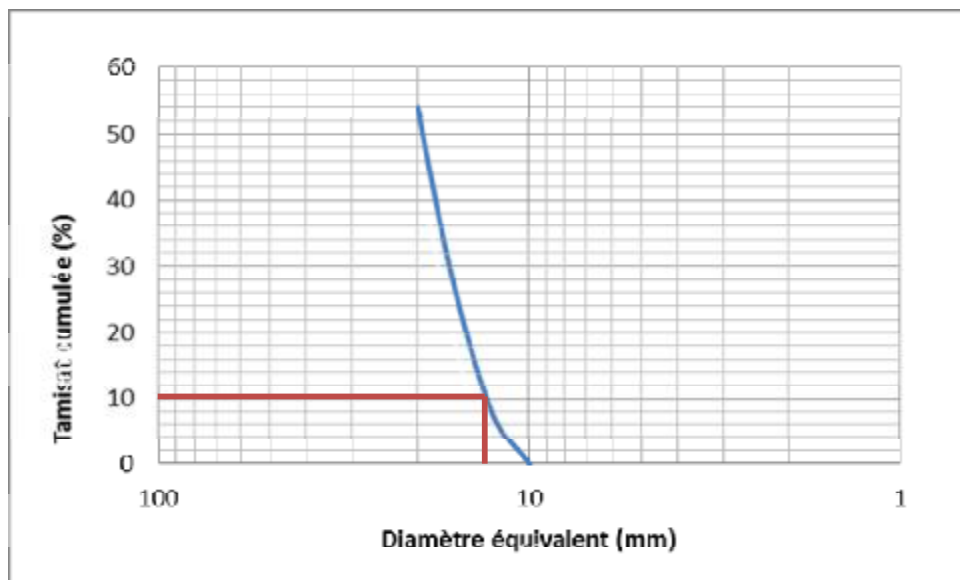


Figure II.13 : Courbe granulométrique initiale de la classe 10/20 de la marne.

Le matériau est ensuite soumis à cinq cycles d'immersion-séchage, en débutant par le séchage puis l'immersion comme suit :

- 8 heures de séchage,
- 16 heures d'immersion.



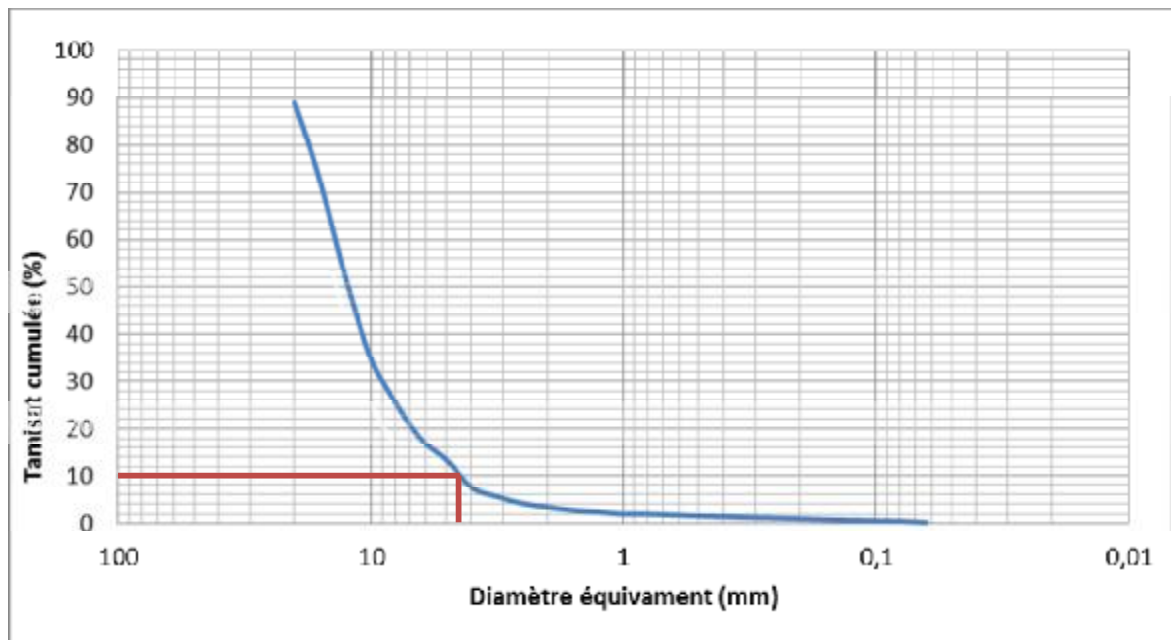
a) Mis à l'étuve.



b) Mis en immersion.

Figure II.14 : Exécution de l'essai de dégradabilité.

Après la fin de l'essai procéder au tamisage à sec et tracer la courbe granulométrique finale présentée sur la figure.

**Figure II.15** : Courbe granulométrique finale de la classe 10/20 de la marne.

Apparition des
diamètres inférieurs
à 10 mm

Figure II.16 : Echantillon après essai.

I.5.5. Expression des résultats :

Le coefficient de dégradabilité est obtenu à partir de la formule suivante

$$DG = \frac{D_{10(i)}}{D_{10(f)}}$$

Avec :

D_{10} : diamètre correspondant à 10 % en poids du matériau après tamisage ;

D_{10i} : diamètre correspondant à 10% en poids du matériau initial ;

D_{10f} : diamètre correspondant à 10% en poids du matériau après essai.

- **Calcul des résultats**

Le diamètre correspondant à 10 % en poids du matériau après tamisage, à l'état initial et final est :

Ø $D_{10i} = 13\text{mm}$

Ø $D_{10f} = 4.5\text{mm}$

D'où le coefficient de dégradabilité est de :

I.5.6. Interprétation

La norme AFNOR NF P 18-576 prévoit que si le coefficient de dégradabilité (DG) est :

- $DG > 20$: le matériau rocheux est très dégradable
- $5 < DG < 20$: le matériau rocheux est moyennement dégradable
- $DG < 5$: le matériau est peu dégradable

Dans notre cas le coefficient DG est inférieur à 5 donc le matériau est peu dégradable. Et la figure suivante montre que la courbe granulométrique initiale n'a pas beaucoup influencée par les cycles d'immersions-séchage, même avec l'apparition des particules fines.

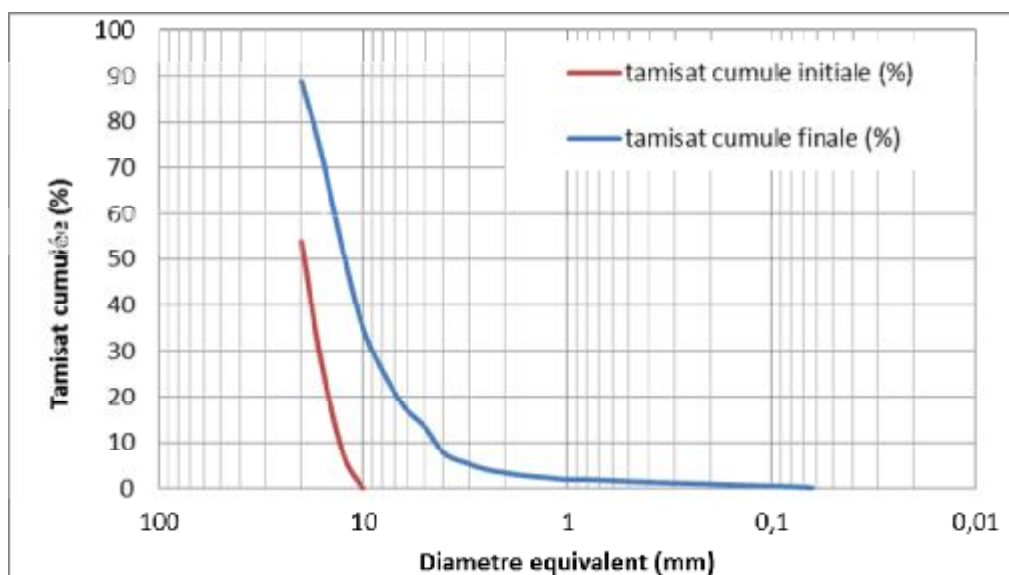


Figure II.17 : Comparaison entre la courbe granulométrique initiale et finale de l'échantillon.

Tableau II.9 : Récapitulation des résultats obtenus des essais d'identifications :

W (%)	W _l (%)	W _p (%)	I _p (%)	e	S _r (%)	ρ _s (g/cm ³)	ρ _d (g/cm ³)	ρ _h (g/cm ³)	DG
5.44	28.25	20.94	7.31	0.33	41.21	2.5	1.88	1.98	2.88

II.6. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude des paramètres d'identification, afin de mieux présenter les aspects physiques et mécaniques du matériau étudié. Les résultats obtenus ont permis d'avoir une idée sur la nature de la marne étudiée.

Pour bien comprendre le comportement mécanique de ce matériau, une étude sur l'évolution de la densité sèche optimale à différentes classes granulaires et l'évolution de la portance en fonction de la teneur en eau de compactage fera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE III**ETUDE DU COMPACTAGE ET DE LA PORTANCE DU MATERIAU MARNE****Introduction**

Dans le domaine routier, les matériaux de couche de forme et de chaussée se présentent sous forme de sol remanié à différentes classes granulaires. Pour choisir la classe granulaire de ces couches, il faut déterminer la classe qui donne un meilleur compactage.

Le compactage est influencé par trois paramètres : la teneur en eau, énergie de compactage et le type de sol à étudier. Dans le cas de ce travail, on s'intéresse à l'effet de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

L'essai CBR est l'un des principaux essais routiers, il fut entreprise à l'origine par le département des routes de l'état de Californie peu avant la 2^{ème} guerre mondiale. Le corps des ingénieurs de l'armée américaine adopta cette méthode pendant la guerre puis la développa et l'améliora. Plus tard, elle fut utilisée pratiquement par tous les pays du monde entier.

Une partie de ce chapitre est consacrée à l'étude de la portance de matériau marne à l'état la plus défavorable par l'évolution de l'indice CBR immersion, à différentes teneurs en eau (du côté sec et du côté humide de l'optimum).

III.1 : ETUDE DU COMPACTAGE (ESSAI PROCTOR)**III.1.1. Définition du compactage**

Selon Costet et Sanglerat (1981), le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Cette action augmente la compacité du sol, donc resserre la texture du matériau réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa capacité portante.

L'expérience montre que ce poids volumique n'est une caractéristique du sol que dans une certaine mesure, car il varie également avec l'énergie de compactage et la teneur en eau.

III.1.2. Objectifs et conséquences du compactage

Le compactage influe principalement sur la densité des matériaux. Ce procédé peut donc concerner (un sol, un remblai, une plate-forme, une couche de forme, un corps de chaussée, un noyau de barrage en terre...), qui se composent généralement de trois phases, (Boudlal, 2007).

- **Une phase solide dispersée** : composée de grains séparés les uns des autres, laissant entre eux des interstices occupés par d'autres phases (liquide ou gaz), c'est une phase peu compressible, l'objectif du compactage n'est donc pas de réduire le volume de cette phase.
- **Une phase liquide, continue ou dispersée** : occupe tous ou une partie des interstices, cette phase est aussi peu compressible, l'objectif du compactage n'est donc pas non plus de réduire son volume, mais généralement il y a expulsion d'une partie du liquide hors du matériau à compacter.
- **Une phase gazeuse, souvent continue** : occupe l'autre partie du volume des interstices, cette phase par contre, est éminemment compressible et elle peut être facilement chassée que la précédente.

Le compactage est donc : parfois expulser du liquide, souvent expulser du gaz, toujours (ou presque) comprimer du gaz, mais c'est surtout, faire glisser les éléments du squelette les uns sur les autres de façon à aboutir à un meilleur réarrangement des grains.

Ainsi, pour compacter, il faut vaincre certains obstacles tels que la cohésion (c), le frottement interne (ϕ), l'imperméabilité qui s'oppose aux mouvements des liquides et des gaz et la pression des gaz comprimés.

La cohésion et le frottement interne s'opposent au décompactage, et l'imperméabilité s'oppose aux entrées d'eau et évite parfois le gonflement du matériau, et donc ces trois facteurs favorisent la pérennité du résultat obtenu, par contre la pression des gaz, une fois le compacteur parti, provoque un décompactage spontané du sol.

Le compactage vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols, il peut, en outre, améliorer d'autres paramètres qu'on a résumé dans les points suivants :

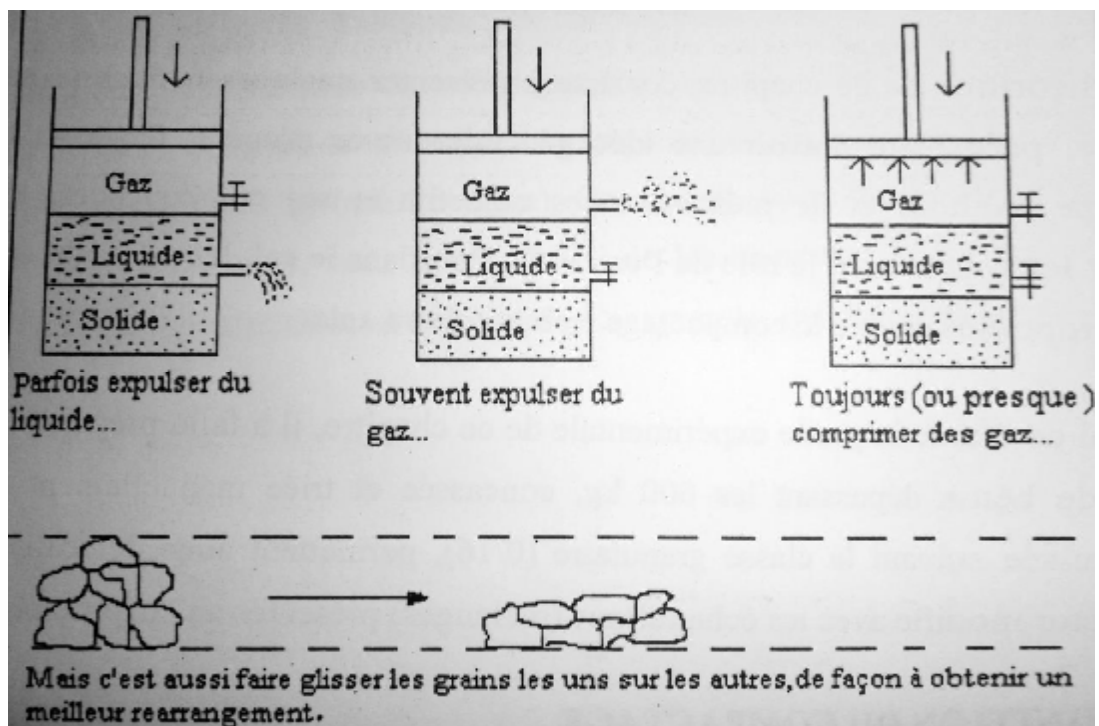


Figure III.1 : Image schématique du compactage.

III.1.2.1. La réduction ou élimination des risques de tassements

Le tassement n'est que la traduction d'une diminution de volume des matériaux, qui est le résultat d'un compactage spontané et lent.

- **Suppression des tassements :** l'objectif de l'ingénieur, c'est de substituer à ce compactage lent qui conduit dans le temps à des désordres, et d'effectuer une opération volontaire avant la construction de l'ouvrage qui mettra le matériau dans un état suffisamment serré, pour qu'un resserrement ultérieur soit impossible ou peu probable.
- **Suppression des tassements différentiels :** l'idéale pour l'ingénieur sera de chercher à éliminer tous tassements, mais surtout à éviter que ce tassement s'accompagne de déformations (tassement différentiels). En effet, un tassement est rarement constant d'un bout à l'autre du profile en long et du profile en travers d'un ouvrage, car le remblai n'est généralement pas de hauteurs égales. Ce sont donc les tassements différentiels qui sont les plus dommageables. Or il est évident que si l'on diminue fortement les tassements absolus par compactage, on réduira beaucoup plus les tassements différentiels qui ne sont en général que de l'ordre du 10^{ème} des premiers.

III.1.2.2. L'élévation des caractéristiques mécaniques

Le resserrement des grains d'un matériau a un autre effet très important qui est la forte amélioration des caractéristiques mécaniques :

- **Augmentation de la cohésion (c) et de l'angle de frottement interne (ϕ) :** sachant que la courbe intrinsèque des sols est caractérisée par les deux paramètres (c) et (ϕ), ces deux caractéristiques dépendent fortement de la manière dont sont pratiqués les essais, suivant ou non que le sol est consolidé avant l'essai et suivant qu'il est ou non drainé pendant celui-ci. Or le resserrement des grains de matière augmente le nombre de points de contacts entre eux et par conséquent leur frottement, d'où l'angle (ϕ) est accru, il augmente aussi l'efficacité des ménisques d'eau (s'ils n'entraînent pas un degré de saturation plus élevé) d'une part, et les phénomènes de surfaces paraissent davantage d'autrepart, car la cohésion peut être fournie par les ménisques d'eau qui par tension superficielle viennent plaquer l'un contre l'autre deux grains voisins, mais également par les phénomènes électrostatiques régnants dans l'eau plaquée à la surface des grains, ou encore par le phénomène d'inter-clavage.
- **Augmentation du module de déformation (d) :** lorsque le volume des interstices est important, le sol sera plus déformable et par conséquent, le module de déformation plus faible, car il suffit d'appliquer une petite force pour produire une déformation. Or le compactage réduit les interstices, ce qui rend le sol moins déformable et supporte des forces de plus en plus importantes, d'où on aura une augmentation marquante du module de déformation, ce qui se traduit aussi par une augmentation de la portance.

III.1.3.3. La diminution de l'attrition

Lors de la mise en place d'une assise routière constituée de grains, ceux-ci se cassent par frottement les uns contre les autres ou par chocs, donc perdent une partie de leur substance transformée en grains de dimensions plus petites (fines), cette modification de la granularité est l'attrition, elle est généralement augmentée par la présence d'eau.

Lorsqu'un matériau routier est bien serré, les interstices n'y ont qu'un volume restreint ; d'où les mouvements relatifs entre les grains seront réduits, ou complètement supprimés. Mais il faut éviter que l'attrition se produise par le compactage lui-même, car elle peut aussi être le résultat de deux grains, qui s'appuient l'un sur l'autre, et se compriment mutuellement par une petite surface de contact, écrasant le grain voisin, sans qu'il y ait mouvement relatif de ces deux grains.

III.1.3.4. La diminution de la perméabilité

Il est évident que le volume des interstices joue un rôle important dans la perméabilité, car plus la structure d'un matériau est lâche, plus les vides entre les grains augmentent, et vice versa, donc la perméabilité est directement proportionnelle au compactage, mais l'objectif de diminution de ce facteur (perméabilité), varie suivant la nature de l'ouvrage.

Pour les assises de chaussées, il faut noter encore que les exigences d'imperméabilité ne sont pas du tout les mêmes, suivant qu'il s'agit d'une couche de surface qui doit impérativement être étanche, ou d'une couche de fondation qui dans certains cas, pourrait même avoir intérêt à être quelque peu perméable.

L'objectif de compactage peut être résumé dans le graphe suivant :

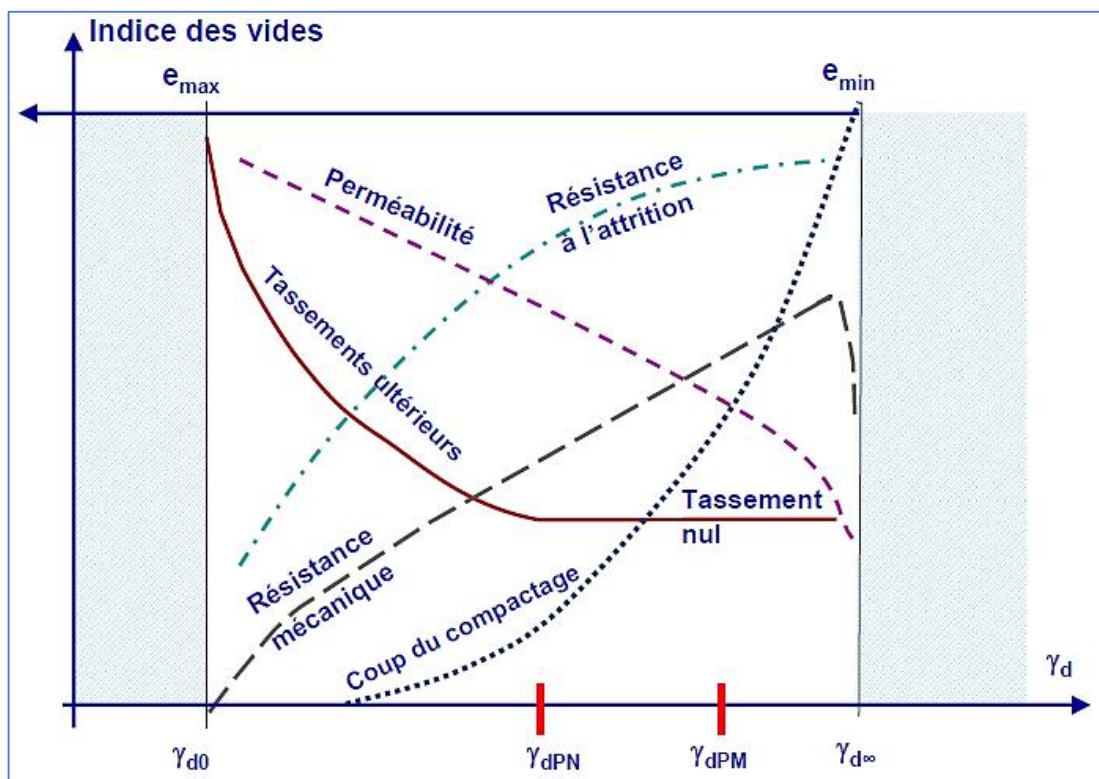


Figure III.2 : Objectifs du compactage.

III.1.4. Paramètres influençant le compactage

Le compactage est fonction des paramètres suivant :

- La teneur en eau ;
- L'énergie de compactage ;
- Le type de sol (étalement granulométrique, présence de minéraux argileux,...).

III.1.4.1. Influence de la teneur en eau

Le compactage d'un sol avec une énergie constante, augmente la masse volumique du sol sec (ρ_d) avec la teneur en eau (w) jusqu'à une valeur maximale (w_{opt}). Au-delà de cette valeur, l'accroissement de (w) réduit la masse volumique (ρ_d), comme le montre la figure ci-dessous.

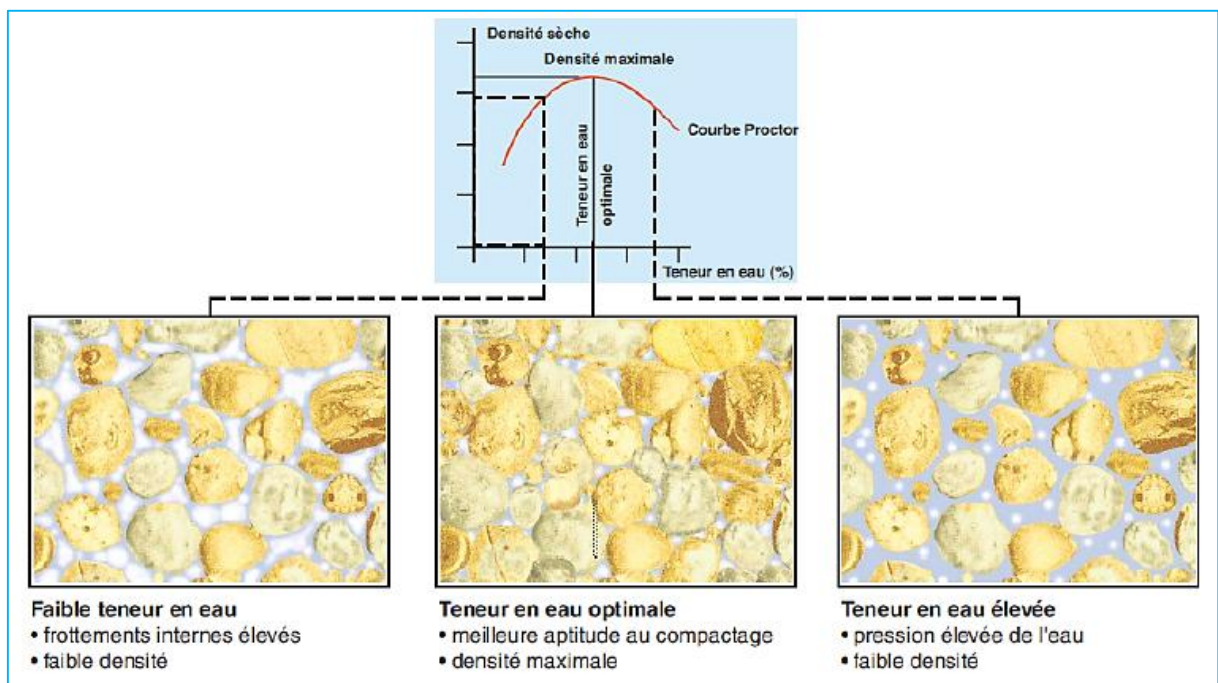


Figure III.3 : Influence de la teneur en eau sur le compactage.

La valeur maximale de (ρ_d) qui est ($\rho_d \max$) se situe au sommet de la courbe en un point appelé l'optimum Proctor. C'est la masse volumique sèche maximale correspondant à une teneur en eau optimale (w_{opt}) pour une énergie de compactage donnée.

Si la teneur en eau de compactage est supérieure ou inférieure à la teneur en eau optimale, on n'obtiendra pas la masse volumique sèche maximale, sauf si on augmentera l'énergie de compactage, et le compactage sera donc moins efficace du point de vue économique.

Les teneurs en eau inférieures à la teneur en eau optimale forment le versant sec de la courbe de compactage, le volume des vides dans ce cas est occupé par de l'eau et de l'air, où l'eau agit comme un lubrifiant, elle mouille les particules qui glissent alors les unes sur les autres et adoptent une structure plus serrée. Donc plus la teneur en eau est faible, plus l'action de

lubrification diminue d'où la structure sera moins serrée et la masse volumique sèche diminue.

Les teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale forment le versant mouillé de la courbe où l'eau occupe une grande partie des vides. Étant incompressible, l'eau absorbe une portion importante d'énergie, ce qui empêche les particules d'adopter une structure plus dense. Donc plus la teneur en eau augmente, plus l'eau absorbe de l'énergie et plus la masse volumique du sol sec décroît.

Lorsque les courbes sont aplaties, le compactage est peu influencé par la teneur en eau, les matériaux de ce genre sont peu sensibles à l'eau, ils constituent les meilleurs remblais, par contre, lorsque les courbes présentent une convexité marquante, cela signifie que le compactage est très influencé par la teneur en eau, ces sols sont donc très sensibles à l'eau.

III.1.4.2. Influence de l'énergie de compactage

L'énergie de compactage est une énergie mécanique transmise à un volume de sol pour y réduire son indice des vides. Au laboratoire, cette énergie est produite par une masse (dame Proctor) dont l'intensité est caractérisée par la masse, la hauteur de chute et le nombre de coups. Sur chantier, cette énergie est engendrée par pression statique, pression statique et vibrations, pétrissage statique ou impacts, selon le type de compacteur. La quantité d'énergie transmise au sol est directement proportionnelle au nombre de passes, épaisseur de la couche et à la masse et la vitesse du compacteur. L'influence de l'énergie de compactage apparaît dans la comparaison des courbes de compactage d'un même type de sol à des énergies différentes.

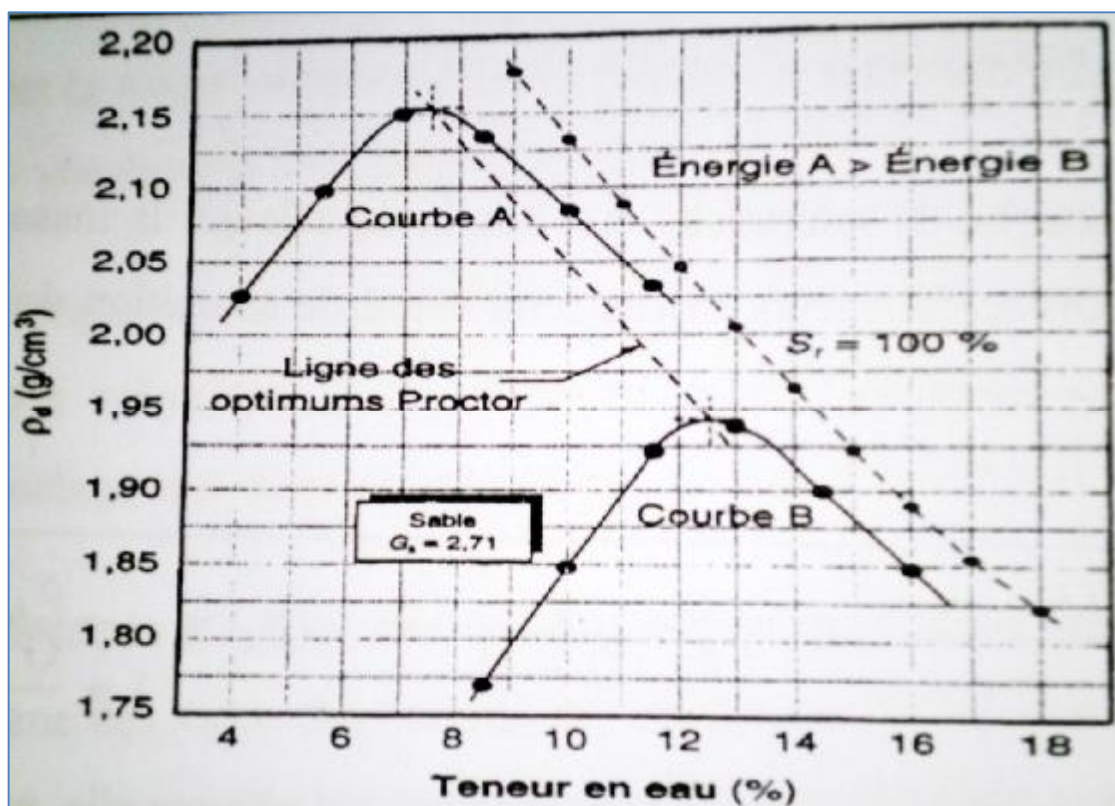


Figure III.4 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

Une hausse de l'énergie de compactage accroît le poids volumique sec optimal et diminue la teneur en eau optimale. Le déplacement de l'optimum Proctor suit une ligne que l'on appelle ligne des optimums Proctor, elle est parallèle à la courbe de saturation.

III.1.4.3. Influence de la granulométrie (type de sol)

La granulométrie d'un sol influe sur la valeur de l'optimum Proctor, comme le montre la figure (III.5) représentant le compactage des différents types des sols par une même énergie de compactage.

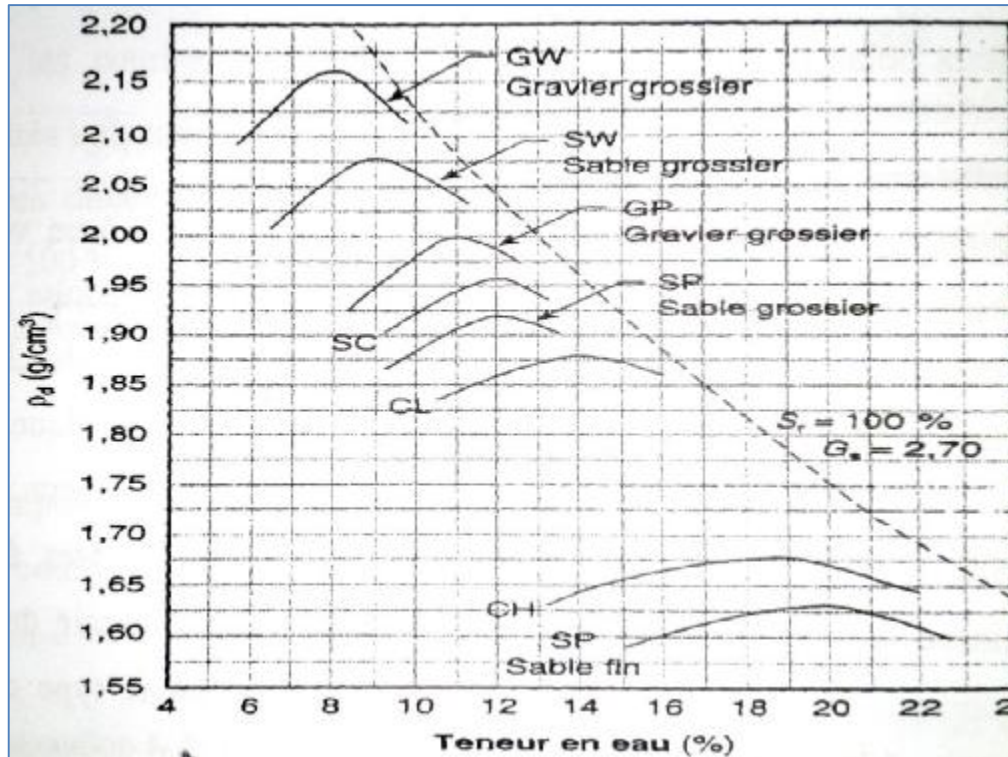


Figure III.5 : Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

Plus les particules d'un sol sont grosses, plus sa masse volumique sèche maximale est élevée et sa teneur en eau optimale est faible.

Plus la granulométrie d'un sol est serrée, plus sa masse volumique sèche maximale diminue et sa teneur en eau optimale s'accroît.

Ainsi, un gravier bien gradué présente une masse volumique sèche maximale supérieure à celle d'un sable grossier bien gradué, tandis que sa teneur en eau optimale est inférieure. En effet, il est presque impossible d'augmenter la compacité des sols dont le coefficient d'uniformité est inférieur à 4, ce qui explique la valeur plus faible de leur masse volumique sèche maximale, d'ailleurs dans le cas des sables fins, la convexité de la courbe de compactage est très faible et la position de l'optimum Proctor est difficile à déterminer.

Les courbes Proctor sont très aplaties pour un sable et représentent un maximum très marqué pour une argile plastique.

III.1.5. Effet du compactage sur certaines propriétés des sols

Le compactage augmente la stabilité des sols et leur capacité portante d'une part, mais d'autres parts, modifie certaines de leurs propriétés, (Robitaille et Tremblay 1997) ont résumé ces effets dans les points suivants :

III.1.5.1. Effet sur la structure du sol

Le compactage réduit l'indice des vides et densifie (resserre) la structure des sols pulvérulents. Par contre dans les sols cohérents, il réorganise les particules d'argile qui tendent à devenir parallèles et à adopter une structure dispersée. L'augmentation de l'énergie de compactage et une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale, rendent la structure de plus en plus dispersée.

III.1.5.2. Effet sur la perméabilité

Le compactage fait diminuer la proportion des vides dans le sol, d'où une diminution de la perméabilité, ce qui limite la quantité d'eau qui peut circuler. La diminution de la perméabilité constitue un inconvénient dans le cas des sols pulvérulents, utilisés comme matériaux de fondations, dont on a besoin d'éliminer l'eau rapidement.

III.1.5.3. Effet sur le gonflement et le retrait

Le compactage réduit l'indice des vides des sols, d'où leur perméabilité, ce qui fait diminuer à la fois la quantité d'eau qu'ils peuvent contenir et celle qu'ils sont susceptible de recevoir, cependant, limite les variations de volume causées entre autres par le gonflement et le retrait. Une argile compactée à une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale sera d'avantage sujette au retrait, tandis que celle est compactée à une teneur en eau inférieure sera plus sujette au gonflement.

III.1.5.4. Effet sur la compressibilité

Plus le volume des vides dans un sol est important, plus sa compressibilité est grande et plus les tassements peuvent y être importants. Ainsi la réduction des vides d'un sol par compactage le rend moins compressible, d'où les risques de tassements s'atténuent.

III.1.5.5. Effet sur la résistance au cisaillement

En compactant les sols pulvérulents, on resserre les particules les unes contre les autres, en augmentant ainsi leur frottement et enchevêtrement, d'où une meilleure résistance au cisaillement, ceci améliore la capacité portante des sols, sachant que cette dernière est directement proportionnelle à l'angle de frottement interne (ϕ).

Dans les sols cohérents, les forces de cohésions constituent le facteur principal de la résistance au cisaillement. Or plus la distance entre les particules est faible, plus les forces de cohésions sont élevées, donc en réduisant cette distance qui sépare les particules, le compactage augmente de ce fait la résistance au cisaillement. D'une façon générale, les sols cohérents

présentent une meilleure résistance au cisaillement quand ils sont compactés à une teneur en eau inférieure à la teneur en eau optimale.

III.1.6. Les essais de compactage en laboratoire

Les principaux essais de compactage souvent manipulés en laboratoire, sont les essais Proctor (normal et modifié) et l'essai à la table vibrante.

III.1.6.1. Essai à la table vibrante

C'est un essai généralement utilisé pour les sols peu sensibles à l'eau, où l'essai Proctor donne des courbes de compactage plates, sur lesquelles la détermination de l'optimum paraît très difficile. L'inconvénient de cet essai, est qu'il ne permet pas d'établir la teneur en eau optimale.

III.1.6.2. Essai Proctor

Il existe deux types d'essais Proctor, essai Proctor normal et essai Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.

Le choix de l'intensité de compactage est fait 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.

Tableau III.1 : Résumé des conditions de chaque essai selon le moule retenu (NF P 94-093).

Essais	Masse du marteau (Kg)	Hauteur de chute du marteau (cm)	Nombre de couches	Volume du moule (cm ³)	Nombre de coups par couche	Energie de compactage (KJ/m ³)
Proctor Normal (Norme NQ 2501-250)	2,49	30,5	3	944	25	592
				2 124	56	589
Proctor Modifié (Norme NQ 2501-255)	4,54	45,7	5	944	25	2 695
				2 124	56	2 683

III.1.7. Exécution de l'essai Proctor

III.1.7.1. 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.

III.1.7.2. Principe de la méthode

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe $(\gamma_d; \omega)$; on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale.

III.1.7.3. Mode opératoire

- Choix du type de moule

Il est imposé par la granularité du matériau et l'utilisation envisagée des résultats de l'essai comme indiqué sur le diagramme (figure).

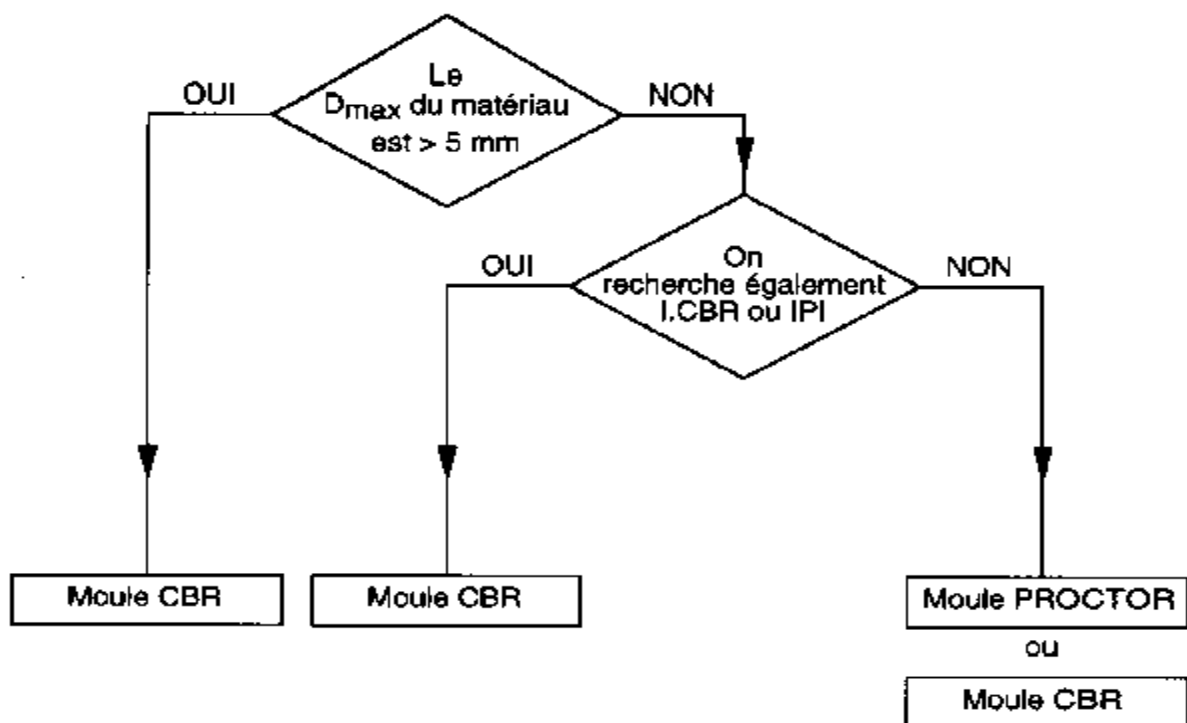


Figure III.6 : Choix du type de moule.

- **Exécution de l'essai**

1. Assembler moule + embase + disque d'espacement (si moule C.B.R.) + disque de papier au fond du moule (facilite le démoulage) ; puis :

- Peser l'ensemble : soit P1,
- Adapter la rehausse.

2. Introduire la 1ère couche et la compacter. Placer le moule sur un socle en béton d'au moins 100 kg, ou sur un plancher en béton de 25 cm d'épaisseur, pour que l'ensemble de l'énergie appliquée le soit à l'échantillon. Astuces : faire des rayures sur la surface compactée (améliore la liaison avec la couche suivante),

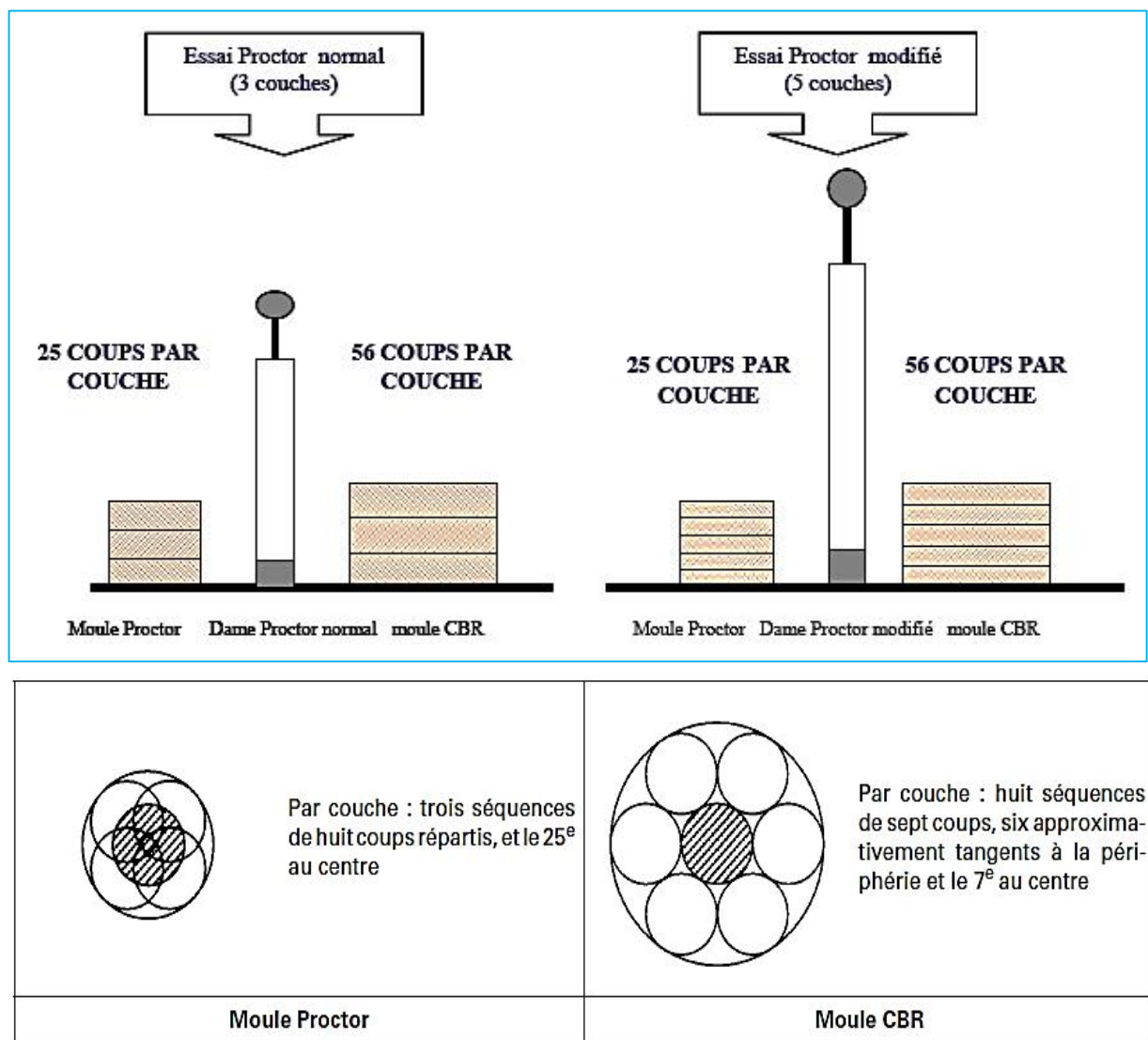


Figure III.7 : Exécution des essais Proctor normal et modifié.

3. Recommencer l'opération pour chaque couche (3 pour énergie de compactage Normal ; 5 pour Modifiée).

4. Après compactage de la dernière couche, enlever la rehausse. Le sol compacté doit dépasser du moule de 1 cm environ. Sinon, recommencer l'essai,
5. Araser soigneusement à partir du centre ; on veillera, au cours de l'arasement à ne pas créer de trous sur la surface arasée,
6. Peser l'ensemble juste arasé : soit P₂,
7. Oter l'embase (et disque d'espacement si nécessaire) et prélever 2 prises sur l'échantillon, l'une en haut et l'autre en bas ; en déterminer la teneur en eau w ; on prendra la moyenne des deux valeurs obtenues,
8. Augmenter de 2% la teneur en eau w de votre échantillon de départ et recommencer 5 à 6 fois l'essai, après avoir à chaque fois bien nettoyer votre moule.

- **Expression des résultats**

Tracer la courbe $\gamma_d = f(w)$, avec pour points de la courbe les coordonnées suivantes pour chaque point :

§ En abscisse : w, teneur en eau,

§ En ordonnée γ_d qui s'exprime :

$$\gamma_d = \frac{P_2 - P_1}{(1 + w) \times V_{\text{moule}}}$$

III.1.8. Présentation des résultats

Les résultats obtenus au laboratoire sont représentés sous forme de tableau et des courbes où les densités sèches sont en fonction des teneurs en eau en tenant compte des différentes classes granulométriques (0/3.15 ; 2/3.15 ; 2/1 et 0.08/1). Le tableau ci-dessous présente les optimums Proctor obtenus.

Tableau III.2 : Résultats des essais Proctor.

La classe granulaire	0/3.15	2/3.15	2/1	0.08/1
La densité sèche maximale (KN/m³)	19.22	17.1	18.01	18.51
La teneur en eau optimale (%)	13.80	13.48	15.05	14.31

§ Présentation des Courbes Proctor pour les différentes classes granulaires

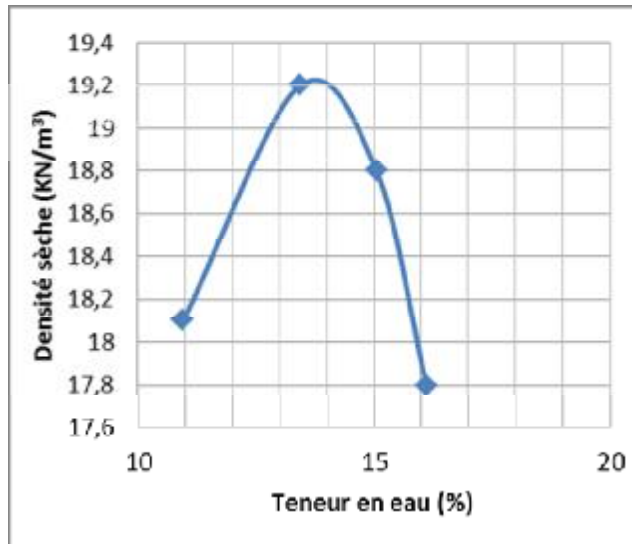


Figure III.8: Courbe Proctor normal pour la classe 0-3.15.

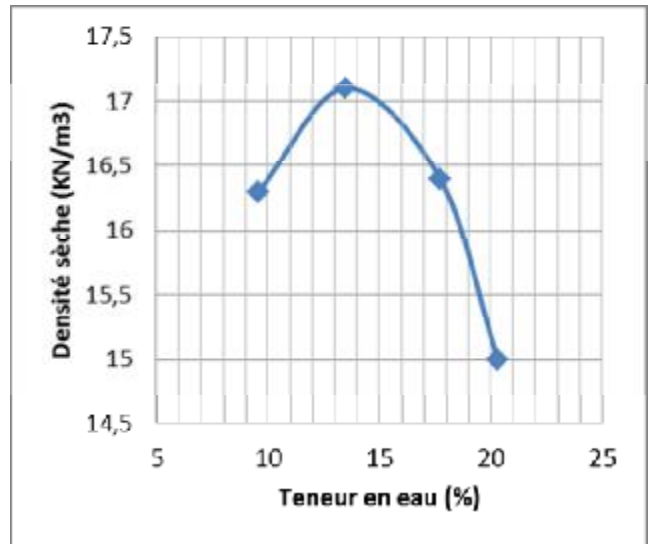


Figure III.9 : Courbe Proctor normal pour la classe 2-3.15.

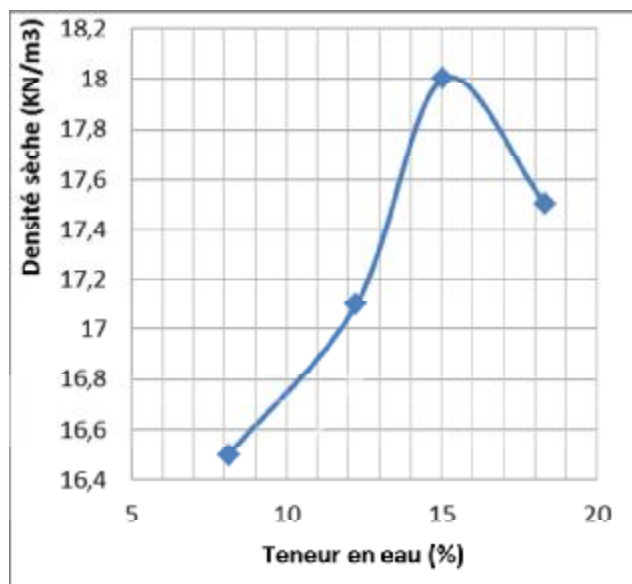


Figure III.10: Courbe Proctor normal pour la classe 1-2.

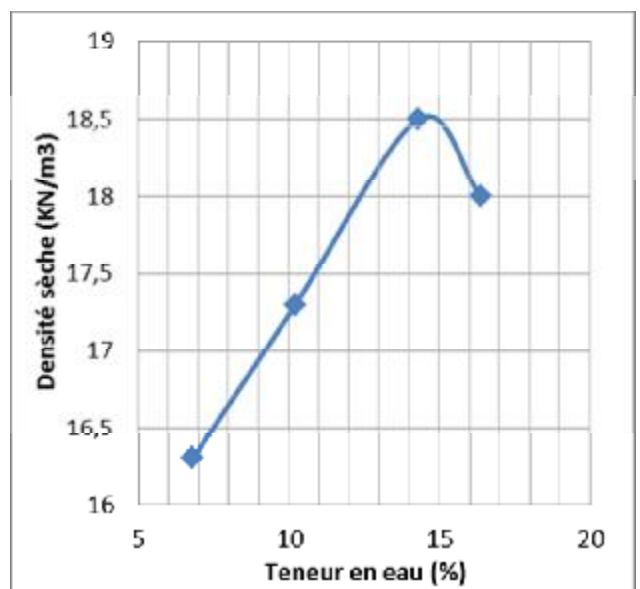


Figure III.11: Courbe Proctor normal pour la classe 0.08-1.

§ Comparaison entre les courbes Proctor

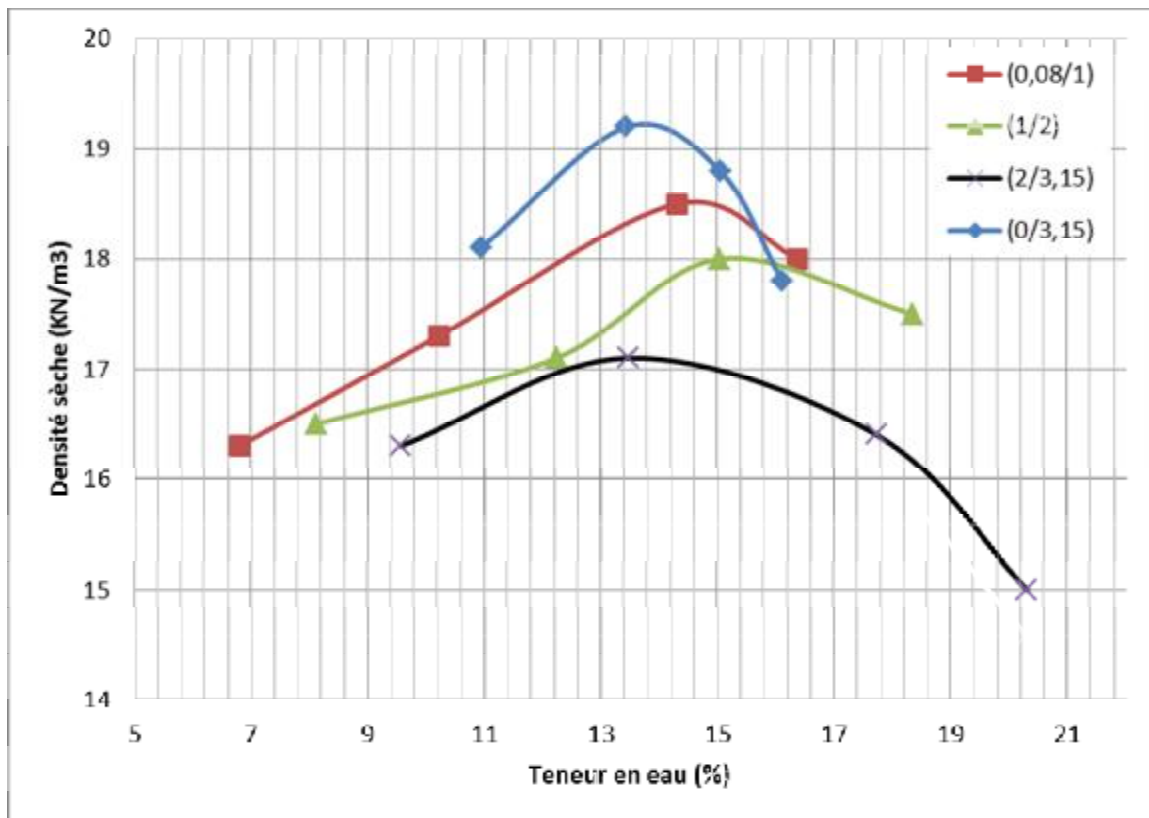


Figure III.12: Courbes Proctor normal pour les classes granulaires.

III.1.9. Interprétation des résultats

Les résultats obtenus montrent que la densité sèche diminue avec l'augmentation de la classe granulaire. En effet, la densité sèche diminue de 18,5 à 17,0 pour les classes granulaires de (0,08/1) et (2/3,15) respectivement, avec des courbes Proctor d'une allure de plus en plus aplatie.

Pour une granulométrie plus étendue (0/3,15) comportant de gros et de petits éléments, la densité sèche s'améliore nettement (19,2 KN/m³) pour des teneurs en eau relativement faibles. Cela peut s'expliquer par les particules fines qui remplissent les vides entre les pores lors du compactage, et conduisent à diminuer l'indice des vides et augment la densité sèche du matériau.

Les résultats obtenus montrent ainsi, que la classe granulaire (0,08/3,15) du matériau marne étudié présente les meilleurs résultats du point de vue compactage.

III.2 : ESSAI DE PORTANCE CALIFORNIEN (CBR)

III.2.1. But de l'essai

Cet essai a pour but, d'évaluer la portance du sol ou d'un matériau utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussées, c'est-à-dire sa résistance à la rupture (l'aptitude des matériaux à supporter les charges), cette caractéristique est indispensable dans les travaux routiers, en particulier pour la confection des remblais et les couches de forme, dans lesquels on ne peut admettre que de faibles déformations.

Les essais CBR permettent, la détermination de :

- L'indice Portant Immédiat (IPI), pour évaluer l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins pendant la durée du chantier.
- L'indice CBR immédiat (CBR immédiat), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les surcharges de la chaussée.
- L'indice CBR après immersion (CBR immersion), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les plus mauvaises conditions hygrométriques (présence d'eau).

L'indice recherché, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, définit le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part, et dans le matériau type d'autre part.

III.2.2. Principe de l'essai

Au cours de cet essai, le matériau est poinçonné par un piston de 19,35 cm² de section, enfoncé à une vitesse constante de 1.27 mm/mn. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2.5 et 5 mm, sont alors rapportées aux valeurs 13.35 et 20 KN, qui sont les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

L'indice CBR est par convention, la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} I_{(2.5)} = \frac{\text{effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (en KN)} \times 100}{13.35} \\ I_{(5)} = \frac{\text{effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en KN)} \times 100}{20} \end{cases}$$

La capacité portante du sol est d'autant meilleure que l'indice CBR est plus élevé.

Dans le cas de l'indice CBR immersion, est calculé le gonflement linéaire relatif G :

$$G = \frac{\Delta h}{H} \times 100$$

Avec : Δh est la variation de hauteur mesuré (mm)

H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 116.0 mm

III.2.3. Mode opératoire

Les essais de CBR immersion sont réalisés au laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou selon la norme française (NF P 94-078).

III.2.3.1. Appareillage

a) Matériel de confection des éprouvettes

Il comprend :

- Le moule CBR et le matériel de compactage, avec l'ensemble des accessoires (rehausse, disque d'espacement, règle à araser,...).
- Le matériel d'usage courant : balance, bacs, étuve ou plaque chauffante,...



Figure III.13 : Matériel de confection des éprouvettes d'essai CBR.

b) Matériel de poinçonnement

Il comprend une presse de compression de 50 KN minimum et de 60 mm de course, équipée d'un poinçon cylindrique en acier de 19.35 cm² de section et de 20 cm de longueur ;

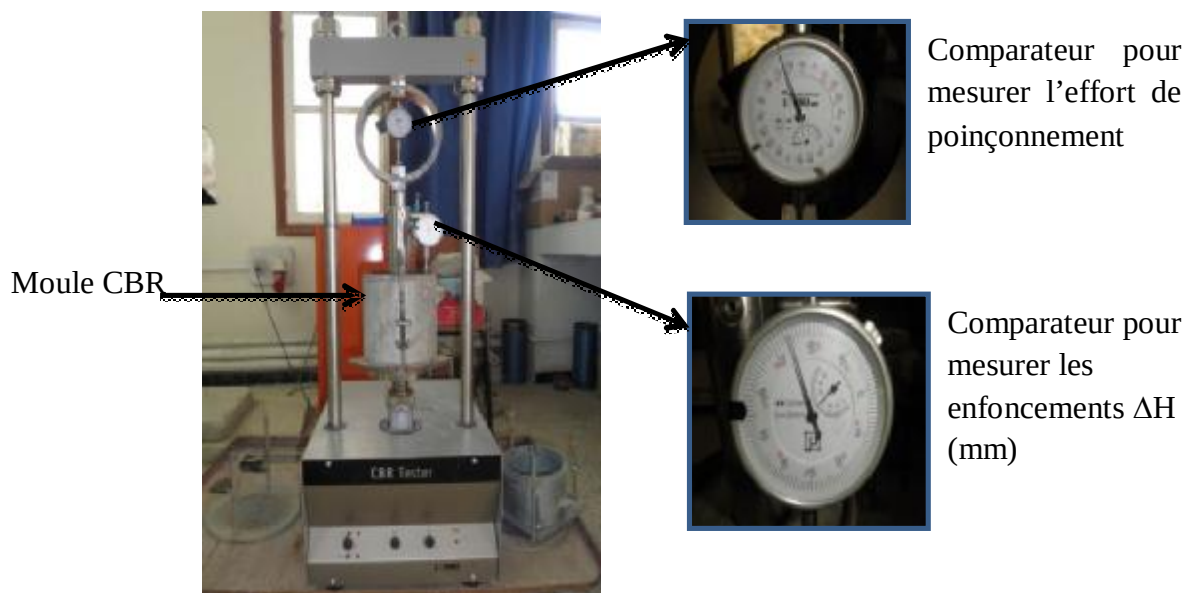


Figure III.14 : Presse de l'essai CBR.

III.2.3.2. Déroulement de l'essai

ü confection des éprouvettes

Les éprouvettes soumises à l'essai sont compactées selon le processus du Proctor modifié, humidifiées à différents teneurs en eau, c'est-à-dire du côté sec et du côté humide de l'optimum Proctor déterminé au chapitre précédent ;

Le moule est ensuite retourné et la plaque de base est mise sur l'autre face. Le disque d'espacement est extrait, comme le montre la figure suivante :

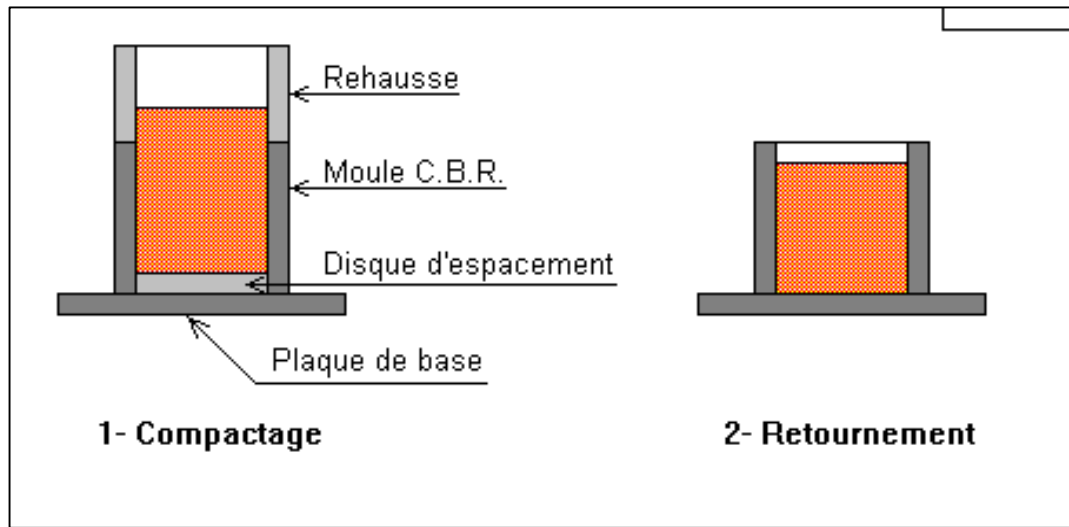


Figure III.15 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

III.2.3.3. Exécution du poinçonnement

ü Détermination de l'IPI

Placer l'ensemble sur la presse, en position centrée par rapport au piston.

Procéder au poinçonnement de la manière suivante :

Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau.

Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon.

Exécuter le poinçonnement en maintenant une vitesse de pénétration à 1,27 mm/min.

Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.

L'éprouvette est alors démoulée, pesée et introduite dans l'étuve réglée à 105 °C pour déterminer sa teneur en eau.

ü Détermination de l'I. CBR immédiat

Placer l'ensemble sur la presse, interposer dans le volume libéré par le disque d'espacement deux surcharges de 2,3 kg, la surcharge en une pièce placée sur l'échantillon et celle en deux pièces au-dessus.

Exécuter le poinçonnement comme indiqué précédemment.

ü Détermination de l'I.CBR immersion

Placer un papier - filtre à la surface puis disposer au - dessus le disque de gonflement et les surcharges comme indiqué précédemment.

Fixer le trépied support de comparateur sur le bord supérieur du moule et positionner le comparateur au centre du trépied.

Placer l'ensemble dans le bac d'immersion de telle sorte que l'eau recouvre de 1 à 2 cm l'éprouvette. Effectuer la mise à zéro du comparateur.

Après 4 jours d'immersion, mesurer la hauteur de gonflement Δh indiquée par le comparateur. Laisser égoutter quelques minutes et déposer le trépied, le comparateur, les surcharges et le disque de gonflement.

Placer l'ensemble sur la presse, replacer les surcharges comme précédemment et procéder au poinçonnement.

ü But de l'imbibition

Le but de l'imbibition est de placer le sol (dans les plus mauvaises conditions hygrométriques qu'il est susceptible de rencontrer dans la pratique.

Trois cas peuvent être envisagés :

Pour un terrain particulièrement sec ne risquant, ni de subir des remontées d'eau (nappe phréatique profonde), ni de recevoir des eaux pluviales (climat très sec ou revêtement étanche), on peut se dispenser de cette imbibition et faire l'essai à la teneur en eau optimale obtenue par le Proctor.

Pour un terrain pouvant subir de fortes remontées d'eau, ou des inondations, ou recevoir les pluies d'un climat très humide, on procède à une imbibition complète (jusqu'à ce que la variation d'épaisseur de l'échantillon devienne inférieure à 0.03 mm par 24 heures).

Dans les autres cas (cas de cette étude), qui sont les plus fréquents, on imbibe l'échantillon pendant 4 jours (96 heures), et on note le gonflement.

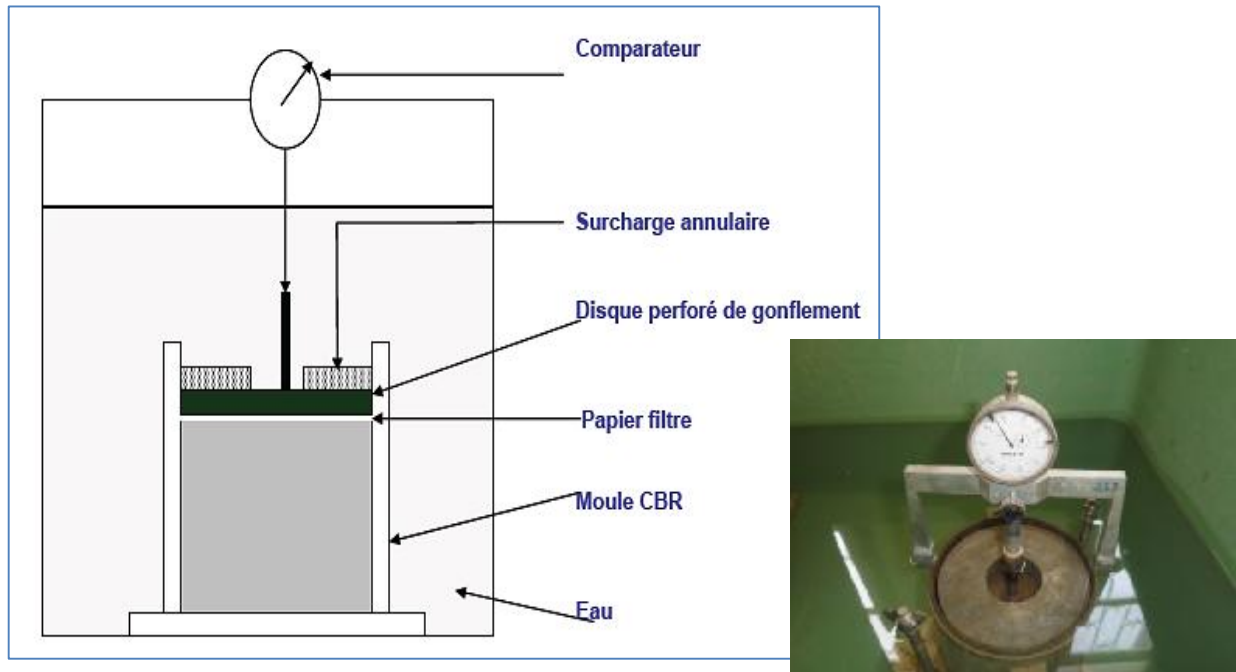


Figure III.16 : Essai CBR, imbibition et gonflement.

III.2.4. Calculs et résultats

Dans ce travail, l'indice CBR après immersion est étudié en fonction de la variation de la teneur en eau de compactage, par rapport à l'optimum Proctor, c'est-à-dire : l'optimum $\pm 1\%$ jusqu'à $\pm 5\%$.

Tableau III.3 : Les résultats de l'essai CBR.

Teneur en eau/ W_{opt}	Teneur en eau réelle (%)	Teneur en eau après immersion	Le gonflement G (%)	L'indice CBR immersion		
				$I_{(2.5)}$ (%)	$I_{(5)}$ (%)	$CBR_{imm}(\%)$
$W_{opt} - 5\%$	7.63	10.48	0.94	33.16	54.40	54.40
$W_{opt} - 4\%$	9.37	10.76	0.862	25.08	34.43	34.43
$W_{opt} - 3\%$	10.50	13.60	0.0689	5.43	6.866	6.866
$W_{opt} - 2\%$	11.38	12.88	0.41	4.46	5.73	5.73
$W_{opt} = 13.80\%$	14.52	16.14	0.125	1.546	2.064	2.064
$W_{opt} + 2\%$	15.78	15.44	0	0.51	0.573	0.573
$W_{opt} + 3\%$	16.63	17.62	0	0.858	0.688	0.858
$W_{opt} + 4\%$	16.96	17.73	0	0.86	0.688	0.86
$W_{opt} + 5\%$	20.99	21.78	0	0.515	0.344	0.515

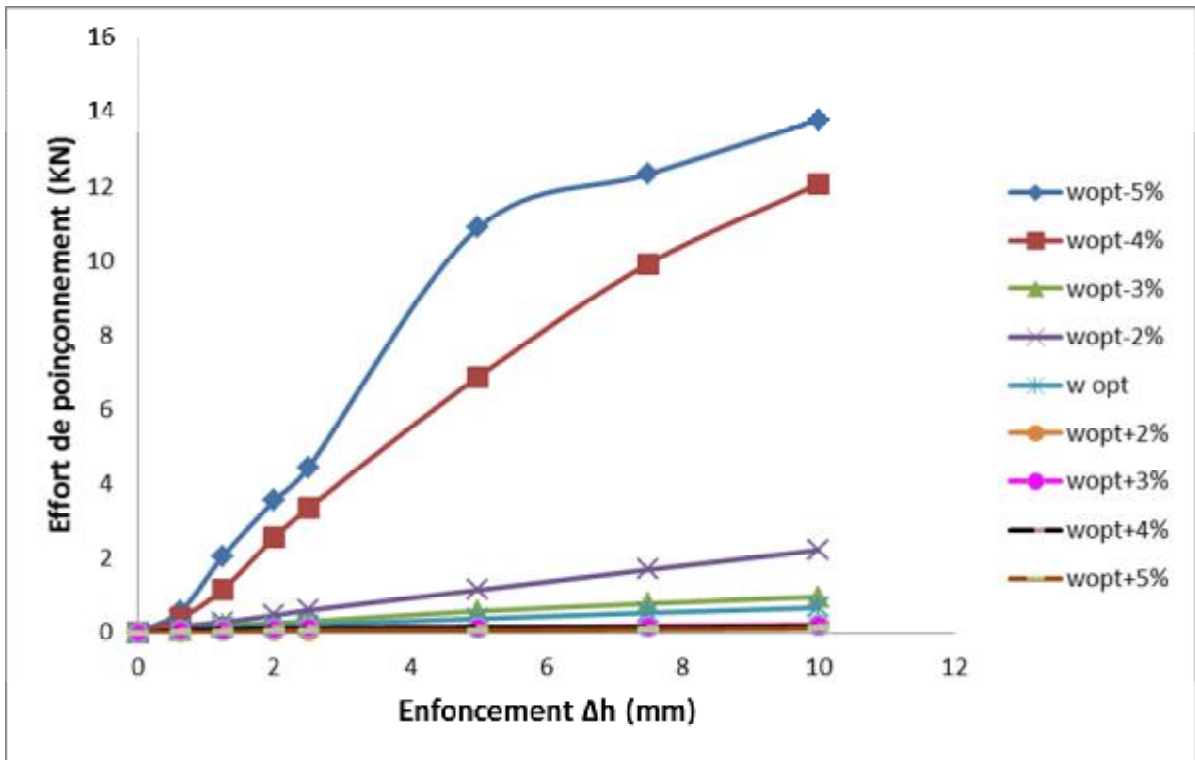


Figure III.18 : Effort de poinçonnement en fonction de l'enfoncement.

La figure III.18 montre que les courbes correspondantes à ($W_{opt} - 4\%$ et $W_{opt} - 5\%$) se distinguent du fuseau contenant les autres courbes, traduisant de ce fait l'évolution importante et continue de l'effort de poinçonnement en fonction de l'enfoncement.

On remarque une augmentation très importante de l'indice CBR pour les teneurs en eau $W_{opt}-4\%$ et $W_{opt}-5\%$ et une chute importante de l'indice CBR pour les teneurs en eau supérieures à W_{opt} . Le contact de la marne avec l'eau provoque ses propriétés argileuses et diminue de ce fait ses caractéristiques mécaniques et sa portance.

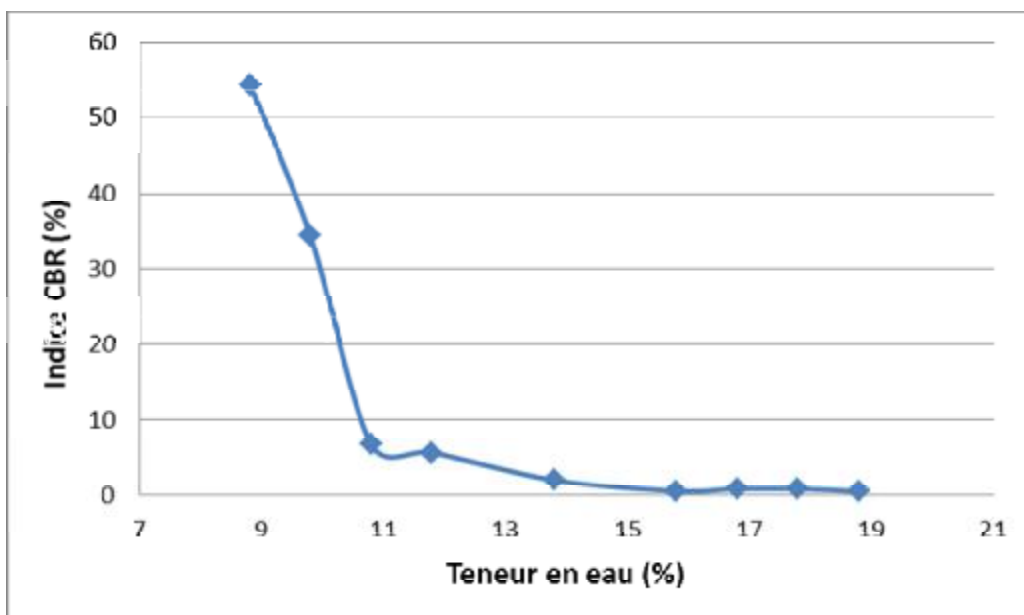


Figure III.19 : Courbe de variation de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau.

Un gonflement relativement important est constaté dans le cas des matériaux dont les teneurs en eau sont inférieures à W_{opt} , tandis que les gonflements diminuent de plus en plus en se rapprochant de la teneur en eau optimale et ils deviennent nuls pour des teneurs en eau supérieures à W_{opt} en effet, un matériau sec a plus de tendance à se gonfler qu'un matériau humide.

Les résultats du poinçonnement montrent que plus le sol tend vers l'état sec, plus les fissures s'aperçues au voisinage du point de poinçonnement et s'élargissent avec la diminution de la teneur en eau. Tandis que, ces fissures disparaîtraient avec l'augmentation de l'eau qui peut être visible à la surface de l'éprouvette comme le montre la figure suivante :

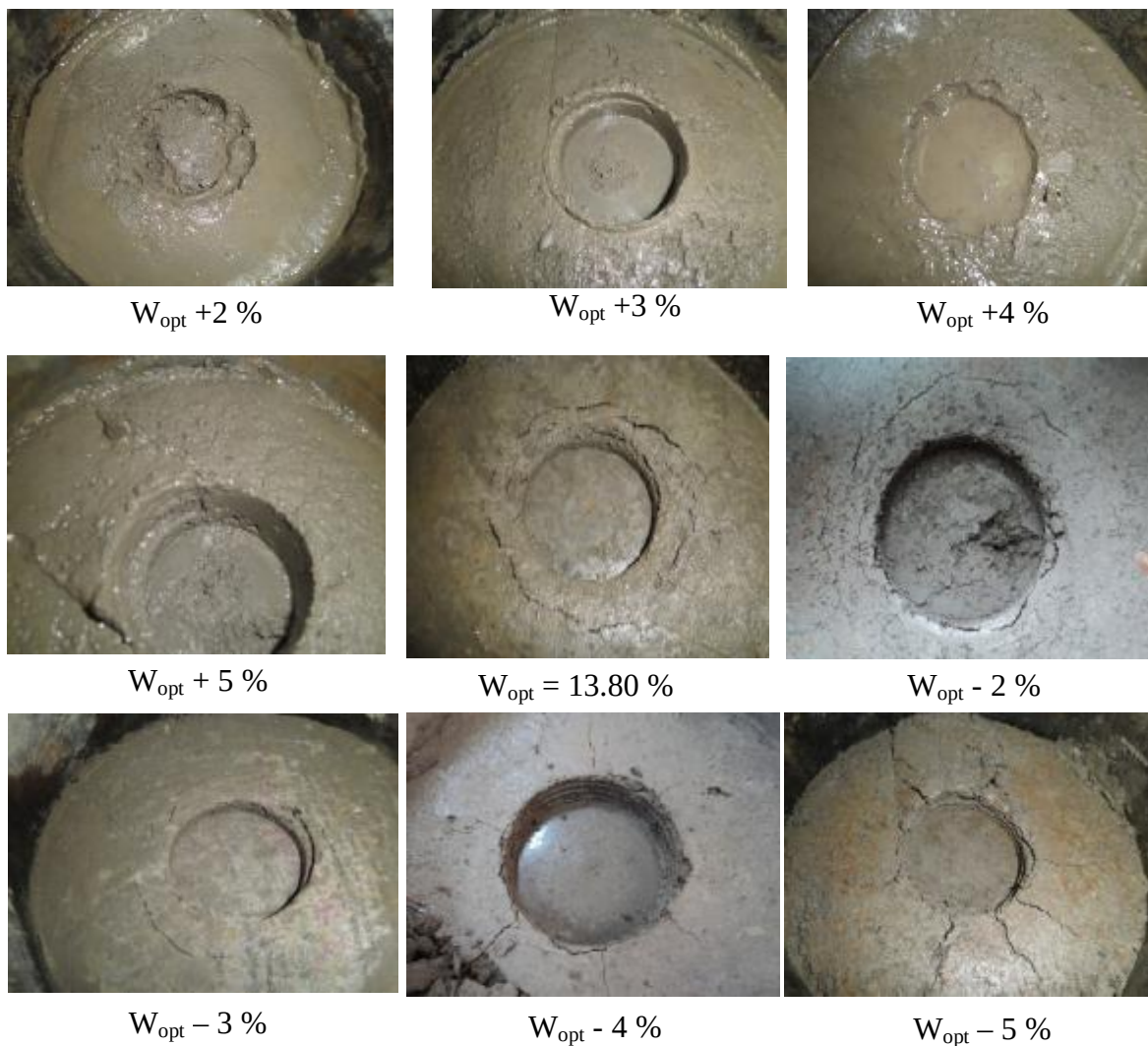


Figure III.17 : Résultat d'essai CBR immersion après poinçonnement.

Conclusion

Les essais Proctor et CBR présentés dans ce chapitre ont permis de montrer respectivement l'évolution des caractéristiques Proctor en fonction des différentes classes granulaires choisies, ainsi que l'évolution de la portance du matériau en fonction de la teneur en eau de compactage.

Cependant, pour élargir la connaissance du comportement de la marne étudiée, cette dernière est soumise à d'autres types de sollicitations, à savoir les essais de cisaillement et les essais de compressibilité qui feront l'objet des chapitres suivants.

CHAPITRE IV

ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE

IV.1. Introduction

La résistance au cisaillement des sols est un paramètre très important à vérifier pour tout projet de construction. L'analyse de cette résistance est nécessaire pour évaluer la stabilité du sol et donc des ouvrages qu'il supporte.

Ce chapitre est consacré à l'étude de la résistance au cisaillement en fonction de la variation de la teneur en eau des échantillons de $\pm 2\%$ des cotés sec et humide de l'optimum Proctor. Ceci permet d'étudier l'évolution des caractéristiques mécaniques (C' et ϕ') en fonction de la variation de la teneur en eau et la durée de contact de l'échantillon avec l'eau.

IV.2. Notion de la résistance au cisaillement (LCPC, 1987)

Lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe en générale des contraintes de cisaillement. Ces contraintes entraînent des déformations du sol qui peuvent être importantes le long de certaines surfaces que l'on appelle surfaces de glissement ou surfaces de 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. En effet, si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement τ en fonction de la déformation ϵ dans le plan de cette contrainte, on obtient le graphique suivant :

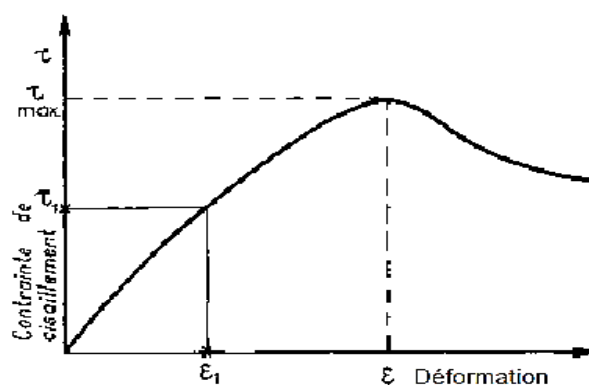


Figure IV.1 : Courbe de contraintes-déformations (LCPC, 1987).

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, le maximum de contrainte de cisaillement.

IV.3. But de l'essai de cisaillement direct

Il s'agit de déterminer les paramètres mécaniques C et φ qui servent de base à tous les calculs de stabilité en mécanique des sols.

Trois types d'essais peuvent être définis suivant qu'il y a drainage ou non, consolidation ou non, la consolidation consistant à charger l'échantillon en le drainant jusqu'à ce que la pression interstitielle se soit totalement dissipée ($u=0$). (LCPC, 1987) :

- **Essai non consolidé non drainé (UU)**

L'éprouvette ne subit aucune consolidation, ni aucun drainage préalable, sous la contrainte normale σ de l'essai. C'est un essai rapide et sauf dans des cas très particuliers, la droite de coulomb dans le diagramme (τ, σ) est horizontale (pour un sol cohérent saturé). La rapidité de l'essai doit être telle qu'elle ne permette aucun drainage de l'échantillon. Ce type d'essai est le plus couramment utilisé pour les études de fondations.

$$\tau = C_u$$

- **Essai consolidé non drainé (CU)**

Chaque éprouvette de sol est consolidée avant l'expérience, sous la même contrainte normale σ que celle qu'elle subira pendant l'essai. La contrainte de cisaillement est suffisamment rapide pour que le drainage n'ait pas le temps de s'effectuer, donc pour que la pression interstitielle u de l'eau ne puisse pas se dissiper en cours de l'essai. La contrainte de cisaillement à la rupture est donnée par l'équation :

$$\tau = C_{cu} + \sigma' t g \varphi_{cu} = C_{cu} + (\sigma' + u) t g \varphi_{cu}$$

Cette relation qui fait intervenir les contraintes s'exerçant sur deux phases n'a pas de signification physique.

- **Essai consolidé drainé (CD)**

Cet essai est mené comme l'essai du type consolidé non drainé, néanmoins la vitesse de cisaillement est suffisamment lente pour que la pression interstitielle de l'eau puisse se dissiper et être considérée comme nulle à chaque instant ($u=0$). Il en résulte que $\sigma = \sigma'$.

L'essai, se faisant en contraintes effectives, donne une cohésion et un angle de frottement effectifs. L'équation de coulomb devient :

$$\tau = C' + \sigma' t g \varphi'$$

IV.4. Principe de l'essai

L'essai est appliqué sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes dont leur plan de séparation correspond au plan de cisaillement de l'éprouvette. Il consiste à appliquer un effort vertical (N) constant pendant l'essai sur la face supérieure de l'éprouvette. Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effet de (N), un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δl à vitesse constante, mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant. (NF P94-071-1, 1994).

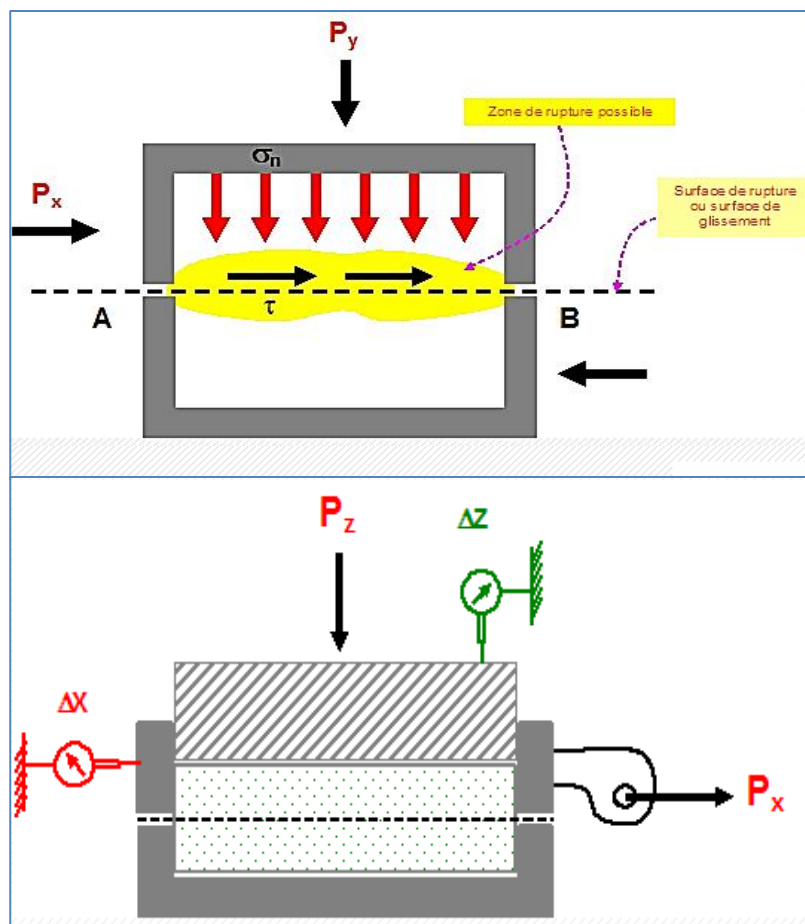


Figure IV.2 : Illustration du principe de l'essai, (Magnan, 1991).

IV.5. Appareillage

- Le bâti,
- La boîte de cisaillement,
- Le dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette.
- Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes,
- Le système de mesurage des efforts, des déplacements et du temps.

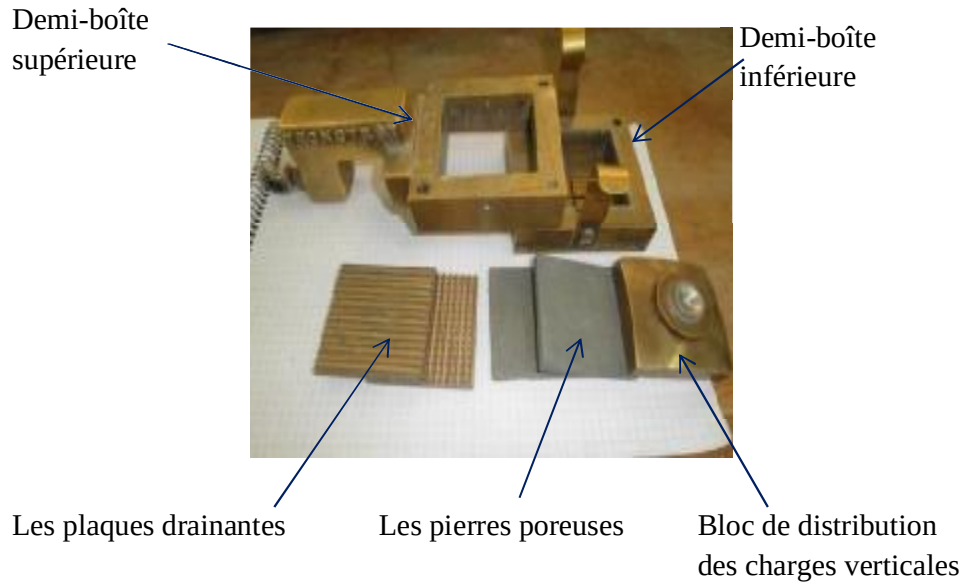


Figure IV.3 : Appareillage de l'essai de cisaillement direct.

IV.6. Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement

❖ Avantages

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

❖ 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.

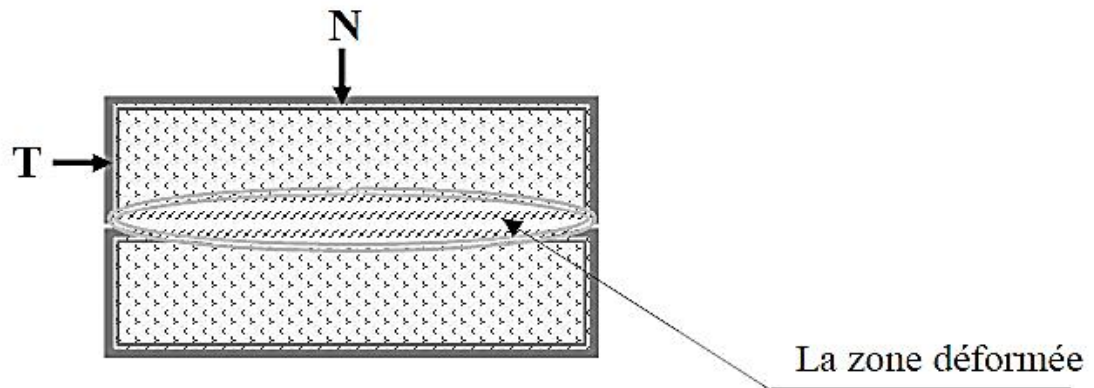


Figure IV.4 . Déformation de l'échantillon dans une boîte de cisaillement (Sedik., 2011).

IV.7. Mode opératoire

- Humidifier l'échantillon à différentes teneurs en eau.
- Densifier l'échantillon dans un anneau où son volume est connu et le mettre dans la boîte de cisaillement,
- Mettre l'ensemble sur l'appareil et appliquer une charge équivalente à une contrainte de 1 bar ; puis refaire la même procédure pour 2 bars et 3 bars,
- Prendre des lectures sur différents comparateurs (déplacement horizontal, déplacement vertical et force tangentielle),
- Calculer les contraintes tangentielles (τ) et tracer les courbes contraintes-déformations $\tau = f(\epsilon_H)$, ainsi que les courbes déformations verticales en fonction des déformations latérales $\epsilon_v = f((\epsilon_H))$,
- Tracer la courbe intrinsèque $\tau - f(\sigma)$ et déterminer la cohésion et l'angle de frottement correspondant.

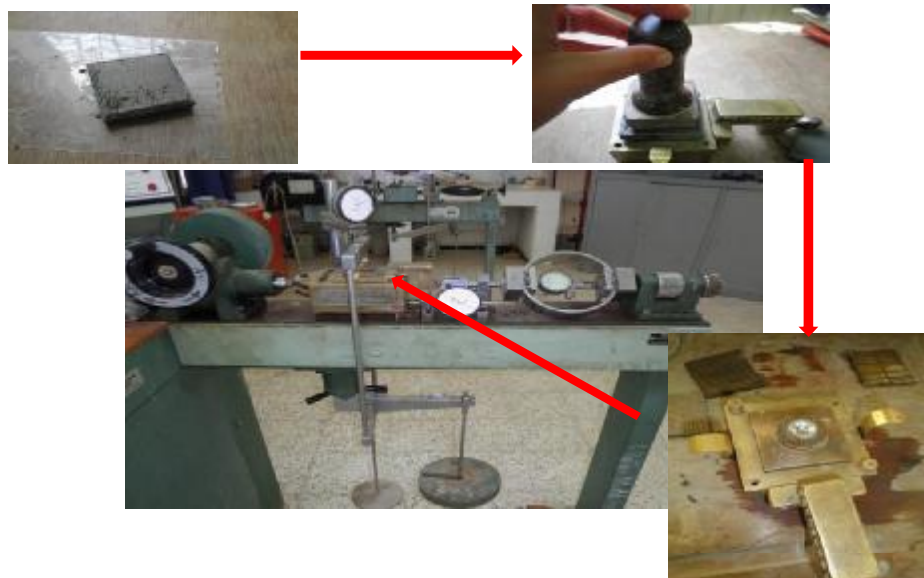


Figure IV.5 : Principaux étapes du mode opératoire.

IV.8. Exécution de l'essai

Dans notre cas, la résistance au cisaillement a été étudiée en fonction de la variation de la teneur en eau de l'échantillon des cotés sec et humide de l'optimum Proctor (13.80 %) avec une variation de $\pm 2\%$ de cette valeur. L'étude est structurée en trois étapes comme suit :

- Des échantillons humidifiés et cisailés immédiatement après humidification,
- Des échantillons humidifiés pendant 4 jours puis cisailés,
- Des échantillons humidifiés pendant 10 jours puis cisailés.

IV.8.1. 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 mm^2 ,

La variation de volume en pourcentage (%), $e_v = (\Delta V/V)$

Avec ΔV : variation volumique en mm^3 ,

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

IV.8.2. Présentation des résultats

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

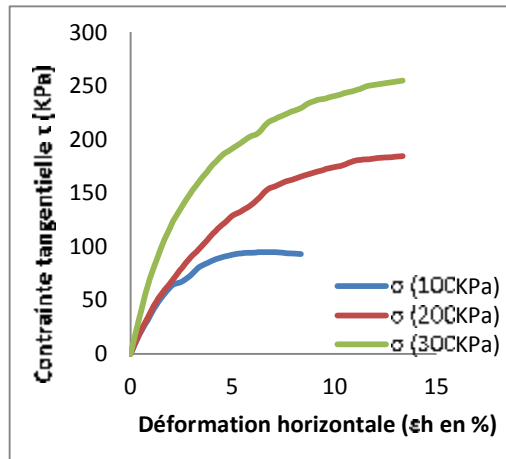
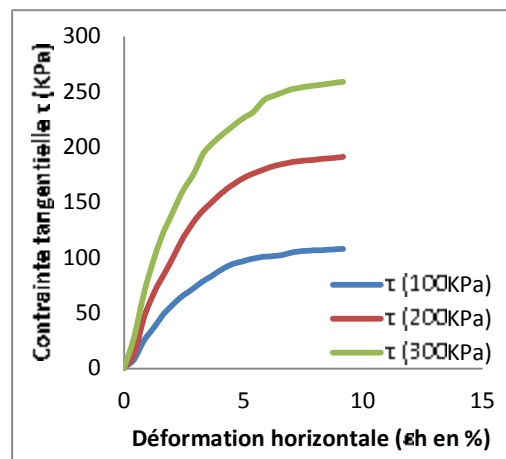
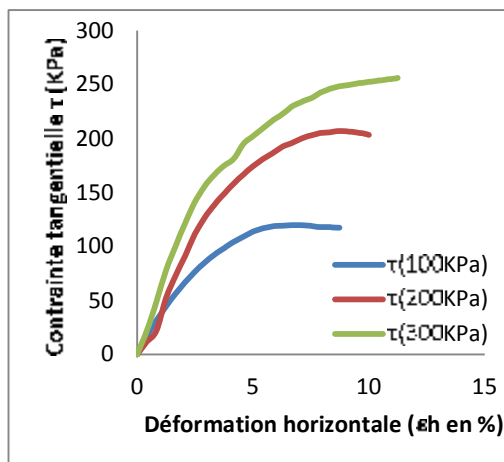
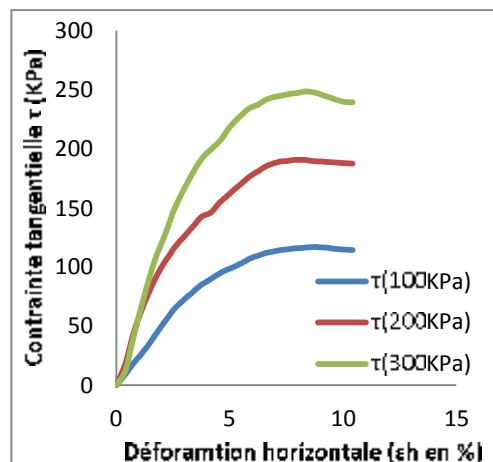
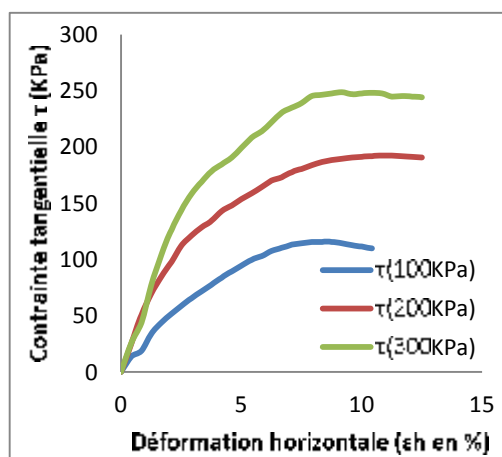
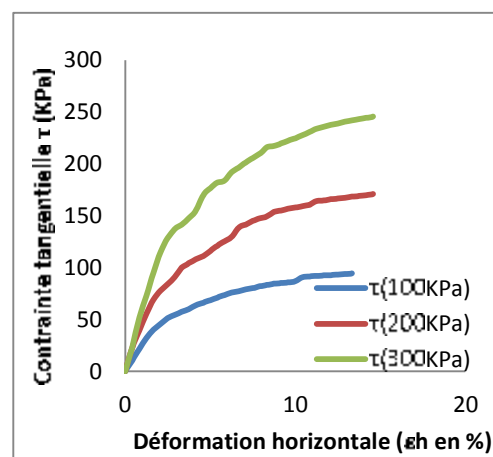
- Courbe contrainte déformation $\tau = f(e_h)$, $e_h = \Delta L/L$ étant la déformation horizontale
- Courbe de variation de volume $e_v = f(e_h)$,
- Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, σ étant la contrainte normale appliquée.

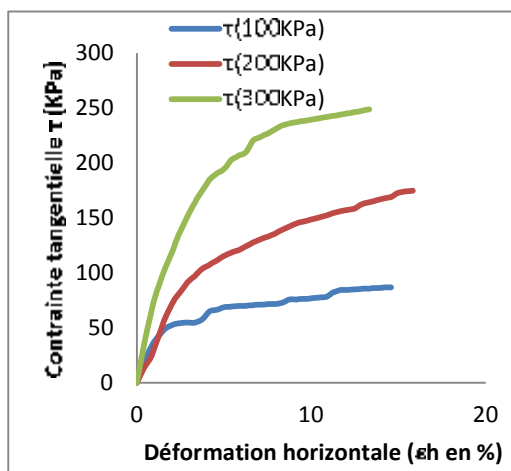
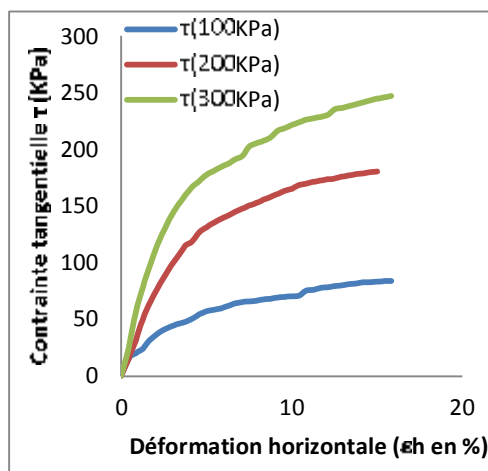
La figure (IV.6) suivante montre un exemple d'échantillon après cisaillement :



Figure IV.6 : Echantillon après cisaillement.

IV.8.2.1. Echantillon cisailé immédiatement après humidification

a) les courbes contraintes déformations $\tau = f(\varepsilon_h)$ Figure IV.7 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum.Figure IV.8 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum + 2%.Figure IV.9 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum + 4%.Figure IV.10 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum - 6%.Figure IV.11 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum - 8%.Figure IV.12 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum - 2%.

Figure IV.13 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'optimum- 4%.Figure IV.14 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'optimum- 6%.

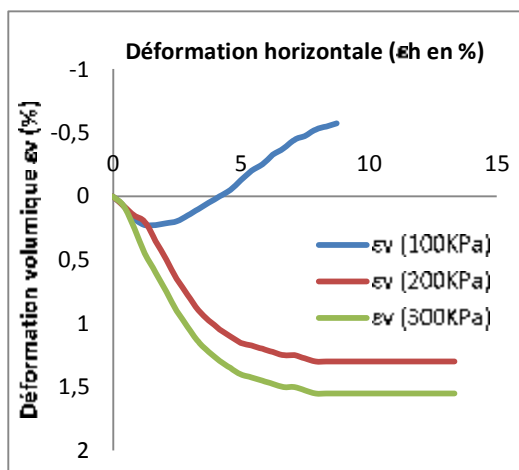
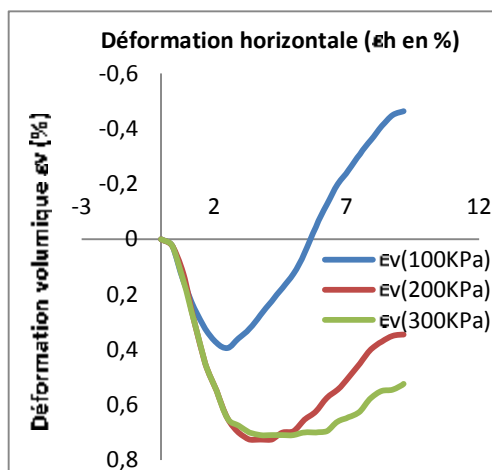
■ Interprétation

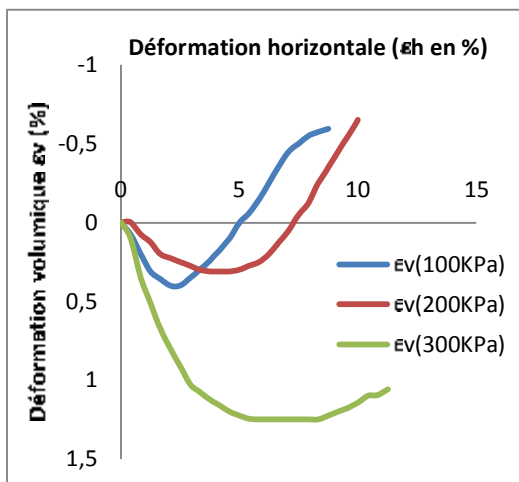
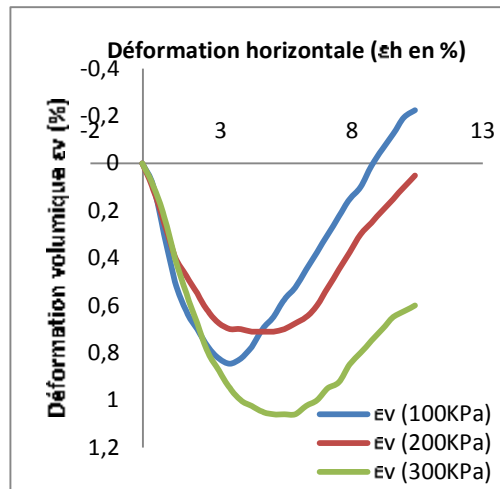
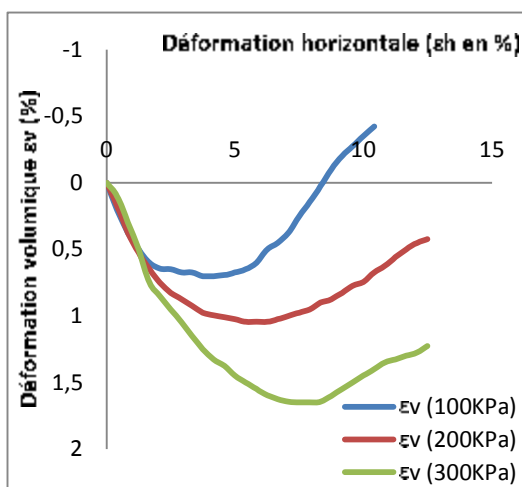
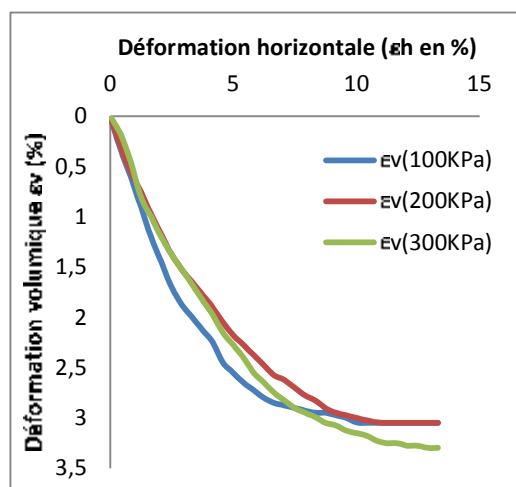
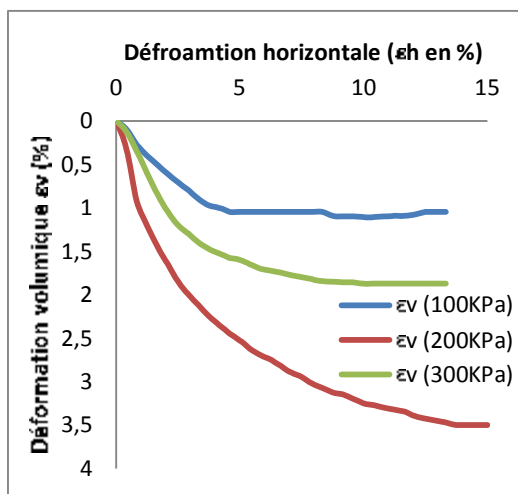
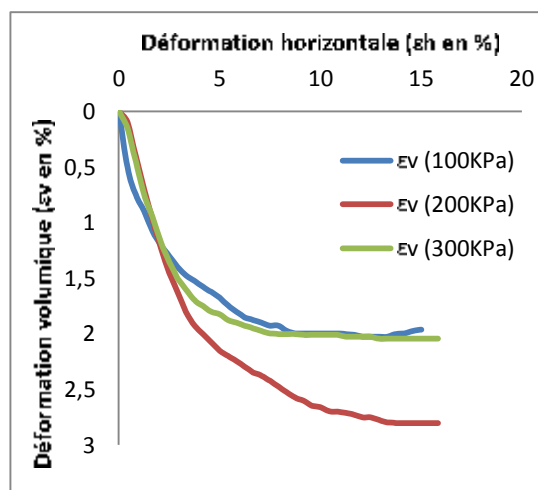
Les courbes contraintes déformations présentées sur les figures (IV.7) à (IV.12), montrent que la résistance au cisaillement de la marne étudiée augmente en fonction de la contrainte normale appliquée pour tous les pourcentages d'eau rajoutés.

Les particules sous de fortes contraintes sont de plus en plus serrées, ce qui rend leurs mouvements les uns par rapport aux autres (au cours du cisaillement) très difficile, par conséquent, l'échantillon développe une meilleure résistance.

On remarque également que les courbes ont plus de tendance à présenter un pic en passant de l'état sec à l'état humide.

b) les courbes de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$

Figure IV.15 : Courbes $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$ à l'optimum.Figure IV.16 : Courbes $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$ à l'optimum-2%.

Figure IV.17 : Courbes $\epsilon_v - f(\epsilon_h)$ à l'optimum -4%.Figure IV.18 : Courbes $\epsilon_v - f(\epsilon_h)$ à l'optimum +6%.Figure IV.19 : Courbes $\epsilon_v - f(\epsilon_h)$ à l'optimum -8%.Figure IV.20 : Courbes $\epsilon_v - f(\epsilon_h)$ à l'optimum -2%.Figure IV.21 : Courbes $\epsilon_v - f(\epsilon_h)$ à l'optimum -4%.Figure IV.22 : Courbes $\epsilon_v - f(\epsilon_h)$ à l'optimum -6%.

■ Interprétation

Les courbes de variation de volume montrent que le matériau étudié est de plus en plus dilatatant en passant de l'état sec à l'état humide.

A l'état humide, le sol se contracte au début, puis, il se dilate surtout sous de faibles contraintes normales (100 KPa et 200 KPa) où les grains sont moins serrés, ainsi ils montent les uns sur les autres au cours de leur déplacement (au cours de l'essai).

c) les droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$

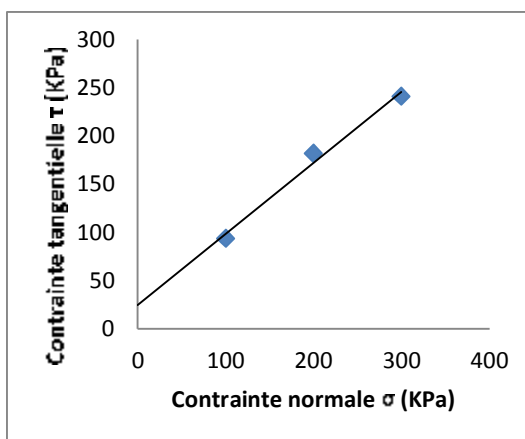


Figure IV.23 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum.

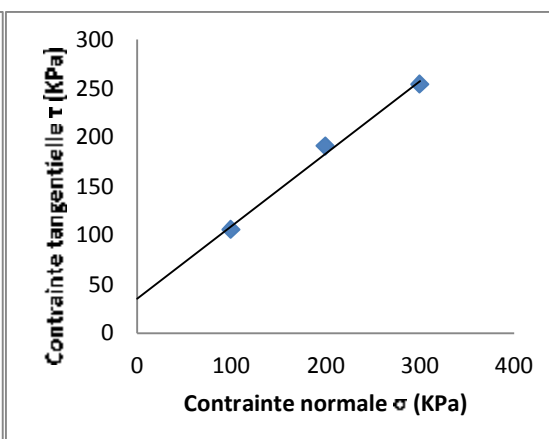


Figure IV.24 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum +2%.

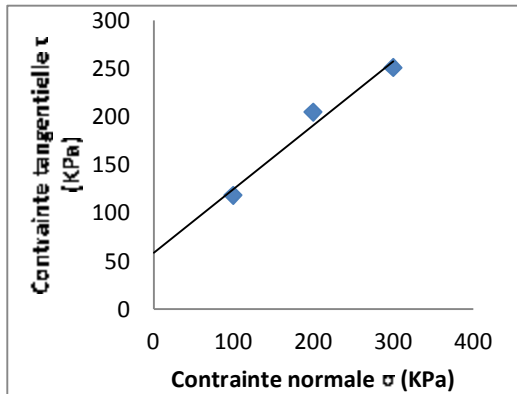


Figure IV.25 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum +4%.

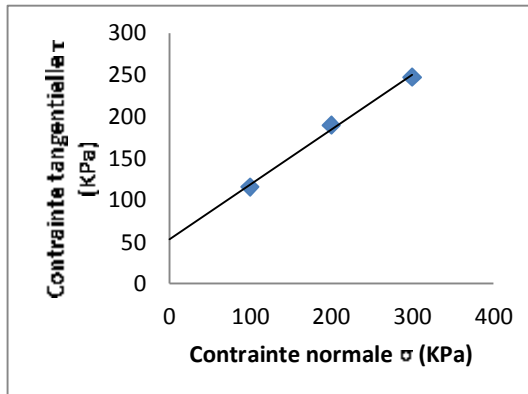


Figure IV.26 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum +6%.

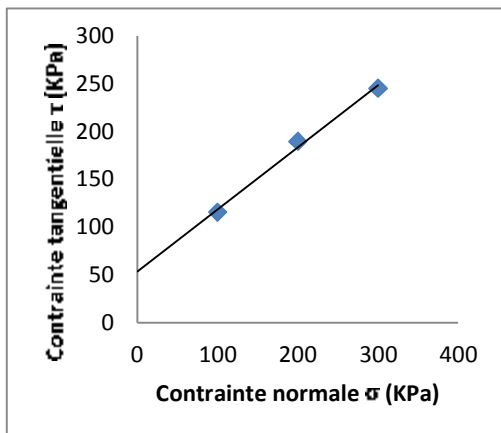


Figure IV.27 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum +8%.

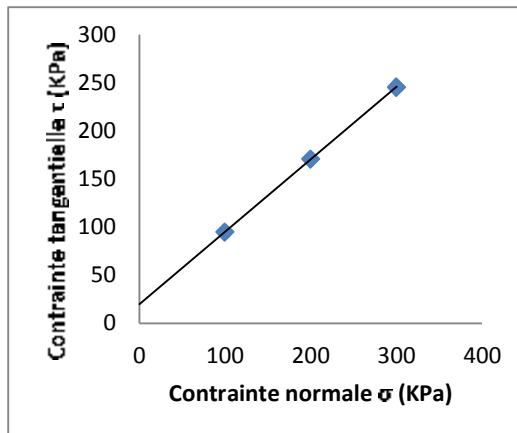


Figure IV.28 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum -2%.

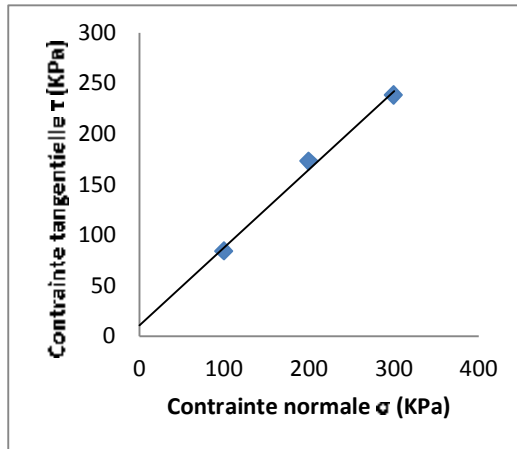
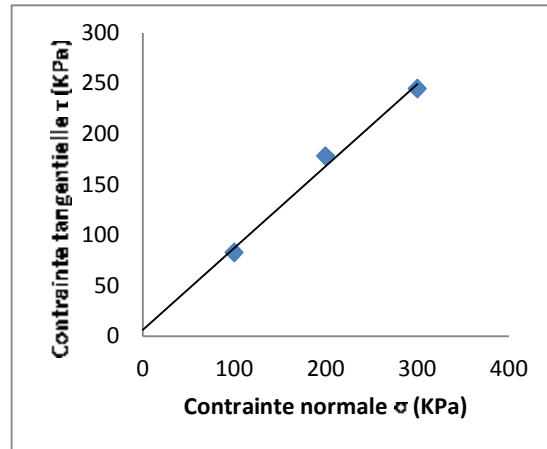
Figure IV.29 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum-4%.Figure IV.30 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum-6%.

Tableau IV.1 : Les caractéristiques mécaniques à chaque pourcentage d'eau.

Pourcentage d'eau (%)	W - 6%	W - 4%	W - 2%	W opt	W + 2%	W + 4%	W + 6%	W + 8%
C' (KPa)	5	10	20	25	50	60	52	52
ϕ' (°)	39.29	38.05	36.87	36.25	33.69	33.02	33.02	32.73

■ Interprétation

Les courbes intrinsèques nous permettent de déduire les deux caractéristiques mécaniques c' et ϕ' . L'évolution de ces deux paramètres est présentée sur la figure IV.31 (a et b).

La cohésion augmente sensiblement en fonction de la teneur en eau. A un certain seuil ($W_{opt}+4\%$), la cohésion diminue avec une tendance à se stabiliser au-delà de ($W_{opt}+6\%$).

La cohésion d'un sol fin se manifeste pour un certain seuil d'humidité qui provoque les réactions entre les différentes particules, ce qui crée des forces d'attraction entre les particules, dans ce cas le sol développe une cohésion très importante.

En revanche, au-delà de ce seuil d'humidité, l'eau en excès sépare les particules les unes des autres ce qui diminue les forces d'attraction qui les lient. par conséquent, la cohésion du sol devient très faible.

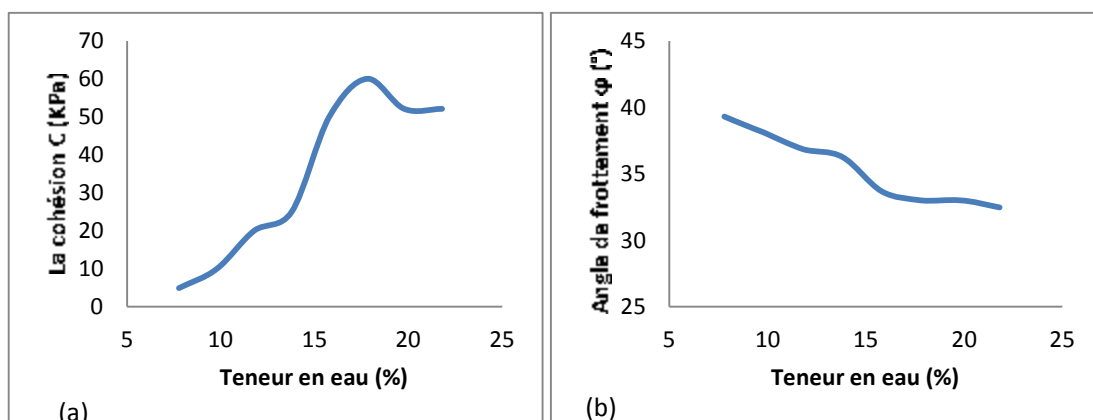


Figure IV.31 : Evolution de la cohésion (a) et l'angle de frottement (b).

L'angle de frottement diminue continuellement en fonction de la teneur en eau. En effet, l'eau d'une part joue le rôle d'un lubrifiant qui rentre entre les grains et diminue le frottement des uns aux autres. D'autre part, l'eau fragilise les aspérités et les angularités des grains qui se cisailent rapidement au cours de leur déplacement ce qui les rend lisses et limite leur frottement.

IV.8.2.2. Echantillon cisailé après 4 jours d'humidification

a) les courbes contraintes déformations $\tau = f(\varepsilon_h)$

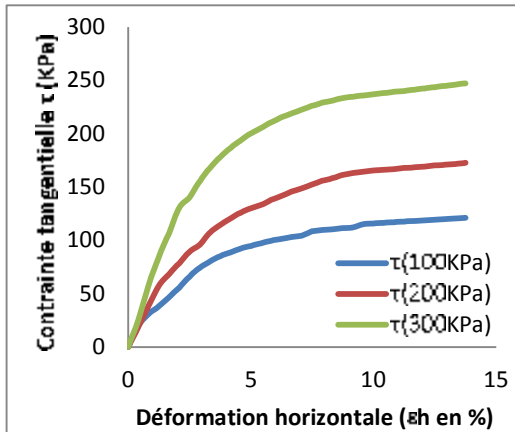


Figure IV.32 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum.

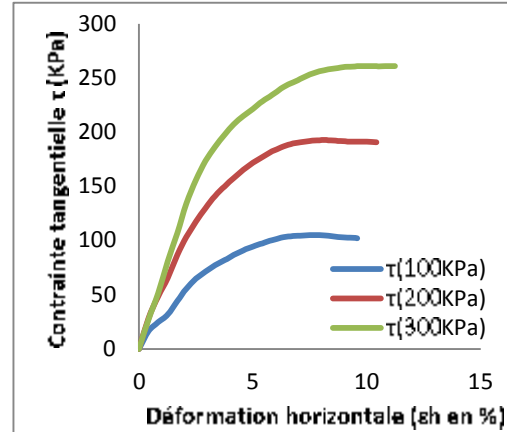


Figure IV.33 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum - 2%.

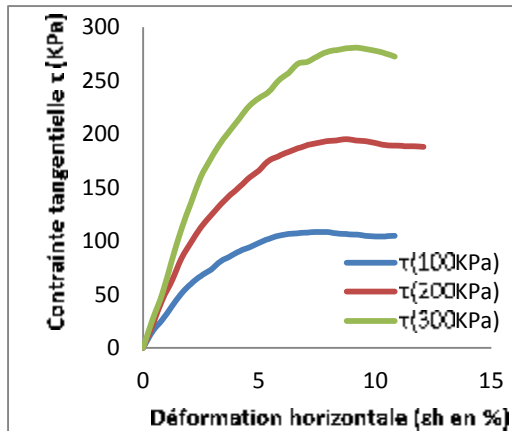


Figure IV.34 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum - 4%.

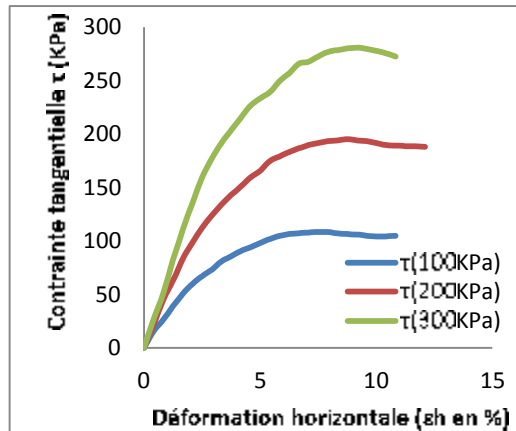


Figure IV.35 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum + 6%.

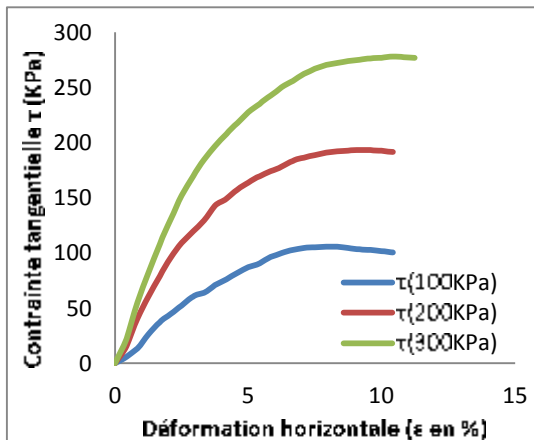


Figure IV.36 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum + 8%.

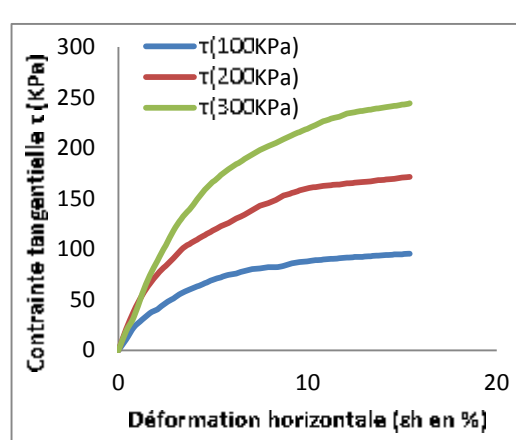
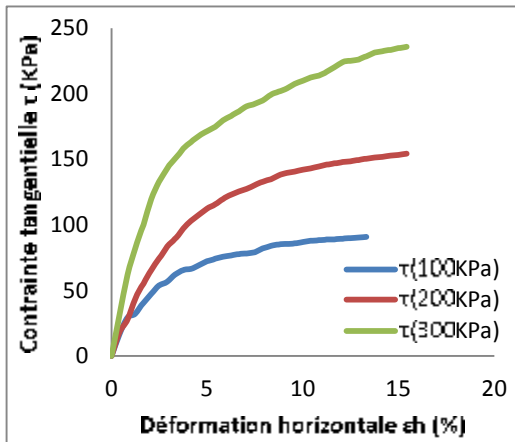
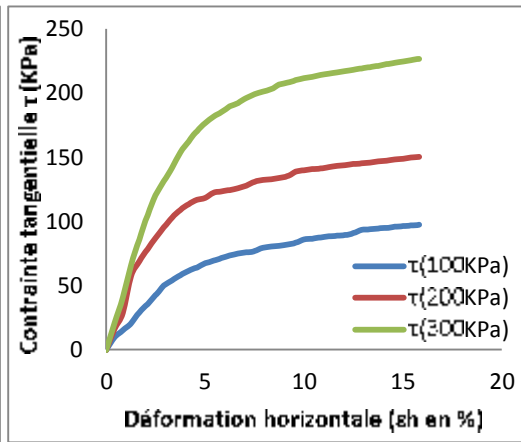


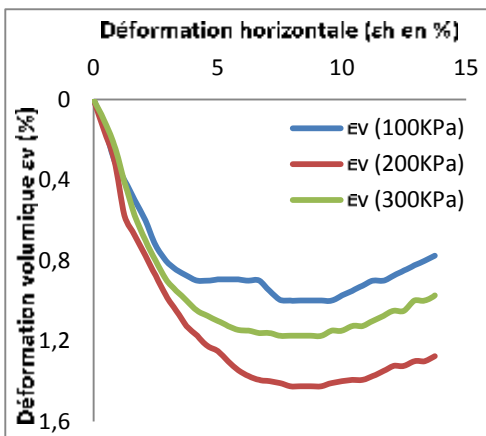
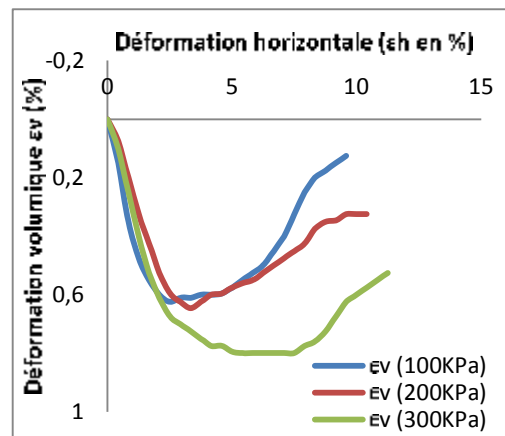
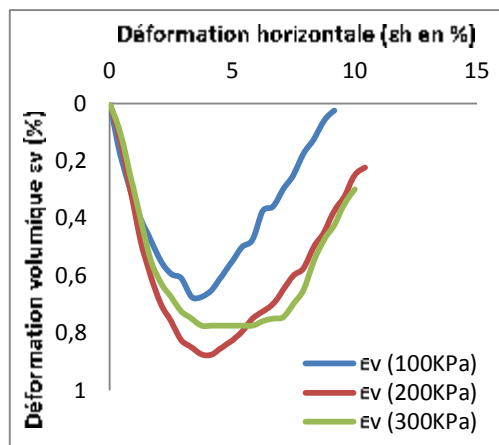
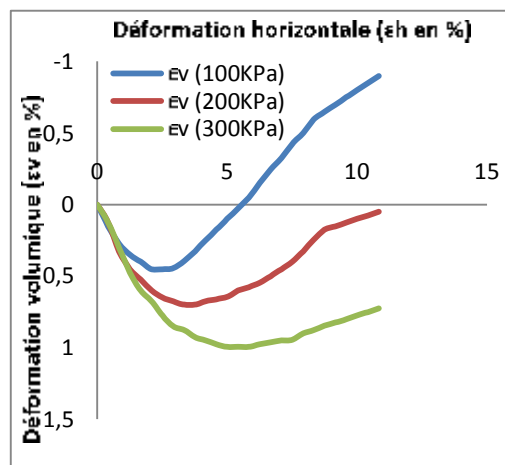
Figure IV.37 : Courbe $\tau = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum - 2%.

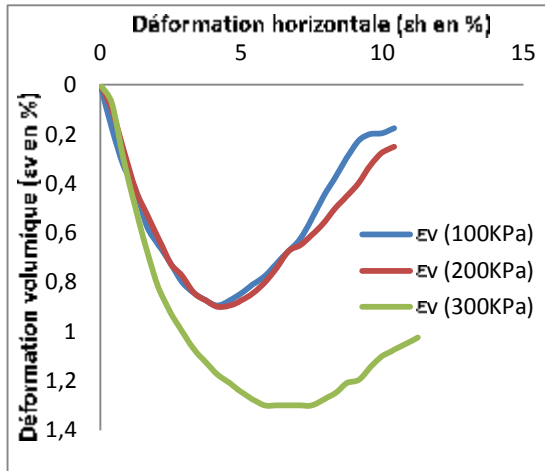
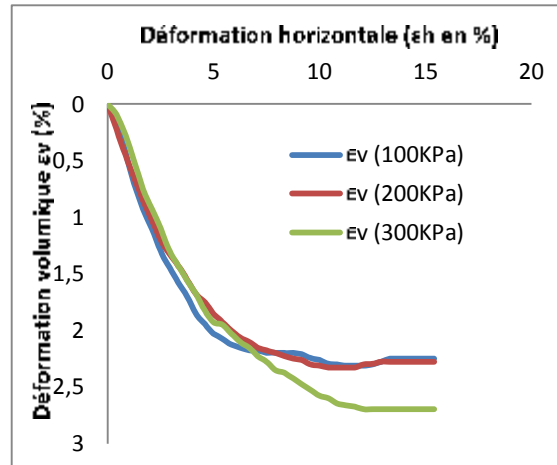
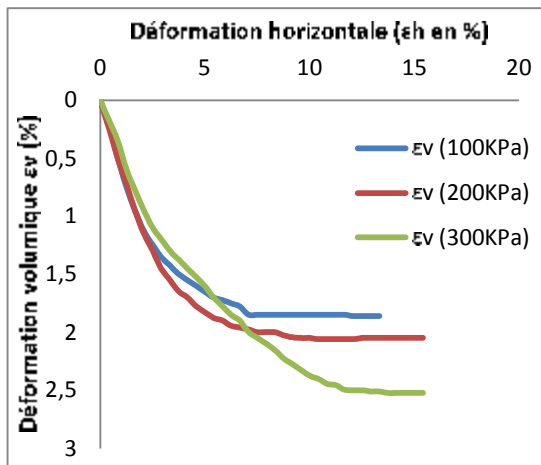
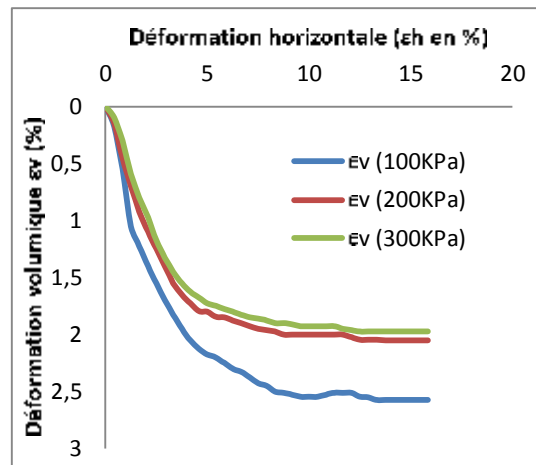
Figure IV.38 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'optimum-4%.Figure IV.39 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'optimum-6%.

■ Interprétation

Les courbes contrainte déformation présentent les mêmes allures que les courbes précédentes (échantillon cisailé immédiatement après humidification). Plus la contrainte de compression augmente plus la résistance au cisaillement augmente.

b) les courbes de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$

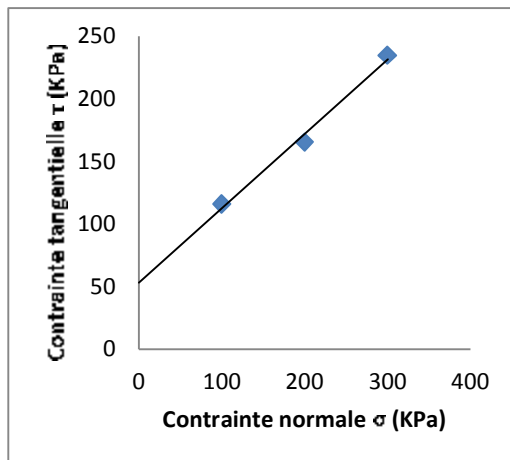
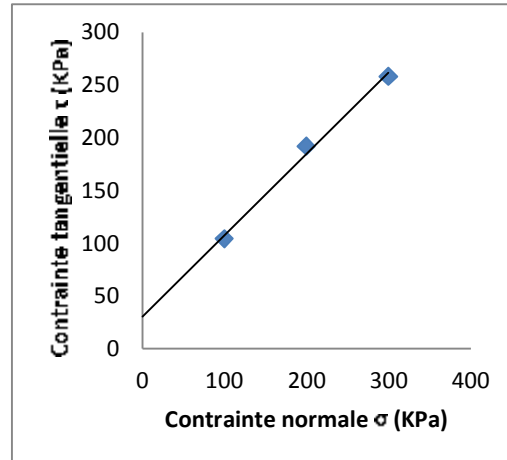
Figure IV.40 : Courbe $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$ à l'optimum.Figure IV.41 : Courbe $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$ à l'optimum-2%.Figure IV.42 : Courbe $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$ à l'optimum+1%.Figure IV.43 : Courbe $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$ à l'optimum+6%.

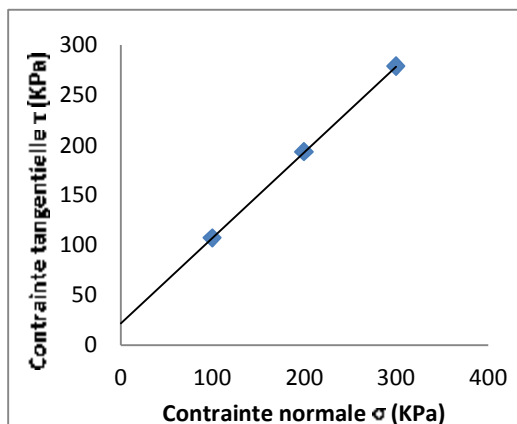
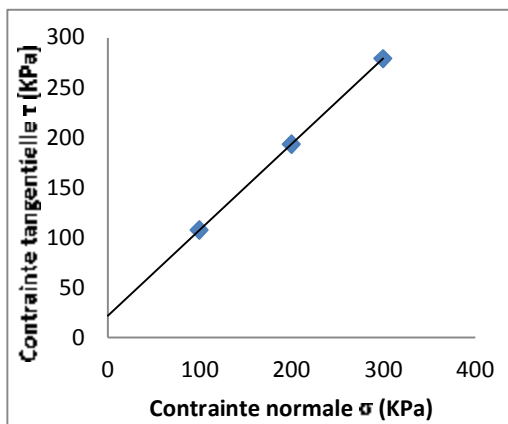
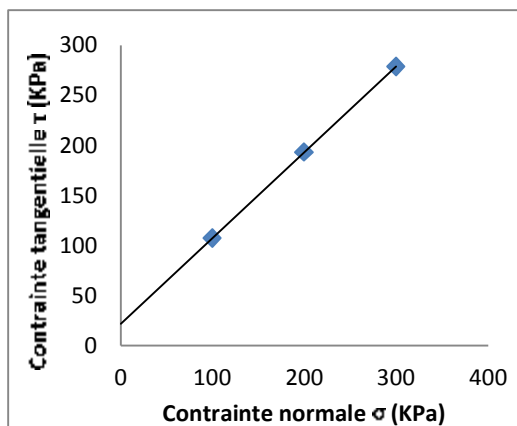
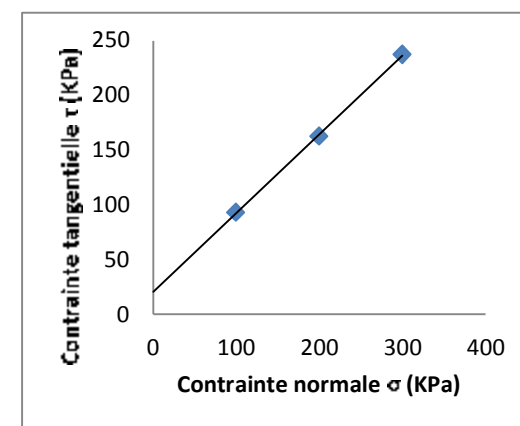
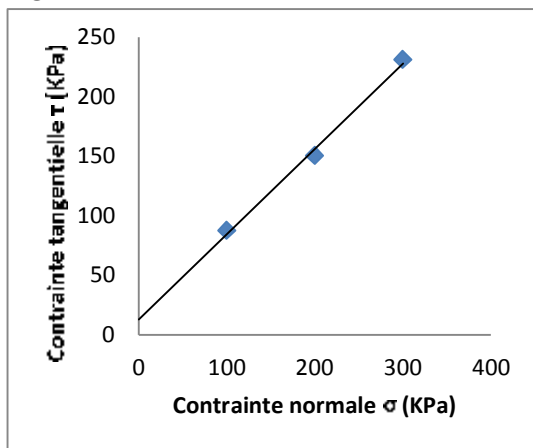
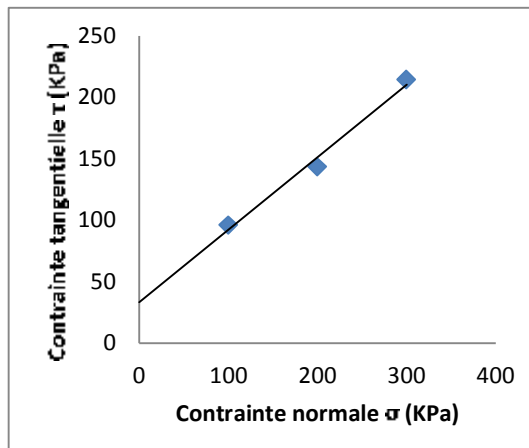
Figure IV.44 : Courbe $e_v - f(s_h)$ à l'optimum-8%.Figure IV.45 : Courbe $e_v - f(s_h)$ à l'optimum-2%.Figure IV.46 : Courbe $e_v - f(s_h)$ à l'optimum-4%.Figure IV.47 : Courbe $e_v - f(s_h)$ à l'optimum-6%.

■ Interprétation

Les courbes de variation de volume montrent que la marne humidifiée avec des teneurs en eau supérieures à l'optimum, présentent un comportement contractant au début d'essai puis, une dilatance à la fin. Cependant, les échantillons humidifiés à des teneurs en eau inférieures à l'optimum présentent un comportement contractant tout le long de l'essai.

c) les droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$

Figure IV.48 : Courbe $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum.Figure IV.49 : Courbe $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum-2%.

Figure IV.50 : Courbe $\tau=f(\sigma)$ à l'optimum -1%.Figure IV.51 : Courbe $\tau=f(\sigma)$ à l'optimum +6%.Figure IV.52 : Courbe $\tau=f(\sigma)$ à l'optimum +8%.Figure IV.53 : Courbe $\tau=f(\sigma)$ à l'optimum -2%.Figure IV.54 : Courbe $\tau=f(\sigma)$ à l'optimum -4%.Figure IV.55 : Courbe $\tau=f(\sigma)$ à l'optimum -6%.

■ Interprétation

Les courbes intrinsèques ont données des nouvelles valeurs de cohésion et d'angle de frottement interne. Cela s'explique par l'état d'humidification des particules solides de l'échantillon, c'est-à-dire que les particules de l'échantillon humidifié et cisailé immédiatement sont humidifiées en surface, contrairement aux échantillons cisailés après

avoir imbibés les grains pendant 4 jours dans l'eau ou l'épaisseur de la couche humide des particules est plus importante. Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau IV.2 : Les caractéristiques mécaniques à chaque pourcentage d'eau après 4 jours d'humidification.

Pourcentage d'eau (%)	$W_{opt}-6\%$	$W_{opt}-4\%$	$W_{opt}-2\%$	W_{opt}	$W_{opt}+2\%$	$W_{opt}+4\%$	$W_{opt}+6\%$	$W_{opt}+8\%$
c'	32	15	20	52	30	20	20	20
ϕ'	30.58	35.53	35.53	30.96	37.69	40.60	40.60	40.60

La figure (IV.56) présentant l'évolution de ces deux paramètres (c' et ϕ') en fonction de la teneur en eau, montre que la cohésion varie inversement à l'angle de frottement.

La cohésion est perturbée pour les teneurs en eau inférieures à l'optimum + 2%, tandis que l'angle de frottement varie entre 30 et 37%. Au-delà de ce point, Les deux paramètres se stabilisent.

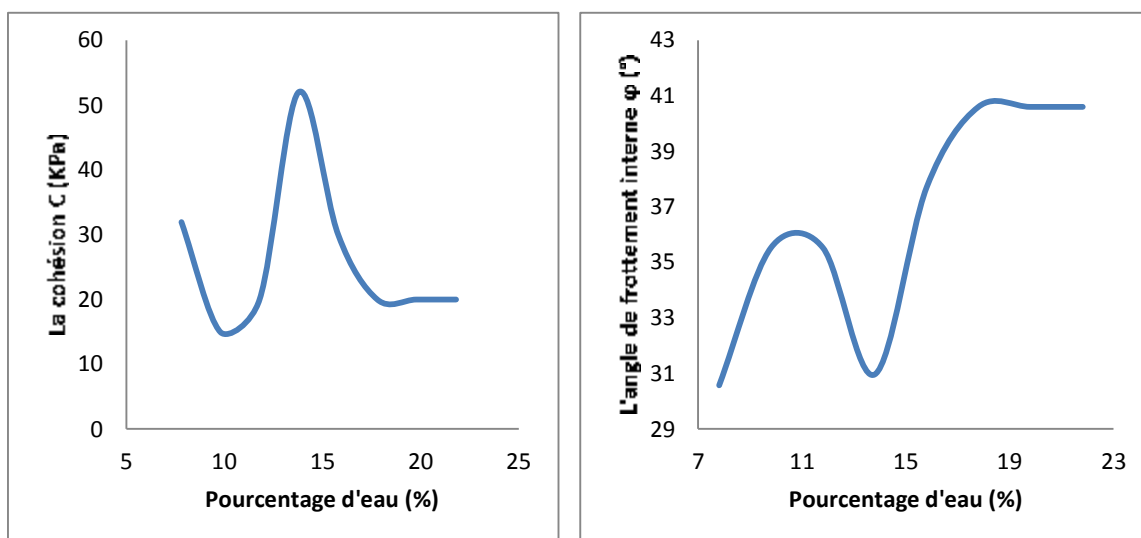
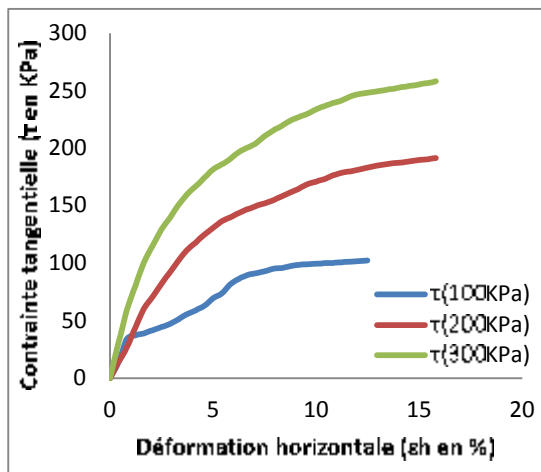
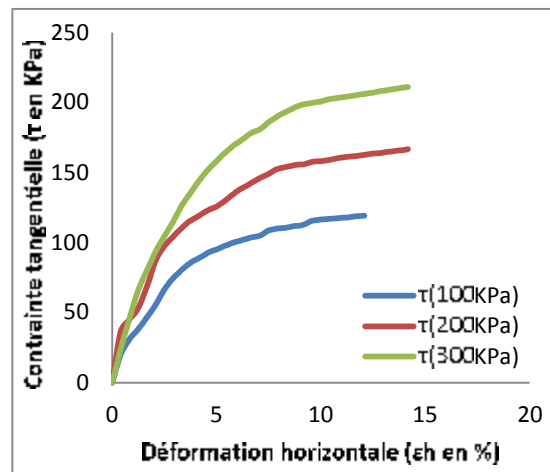
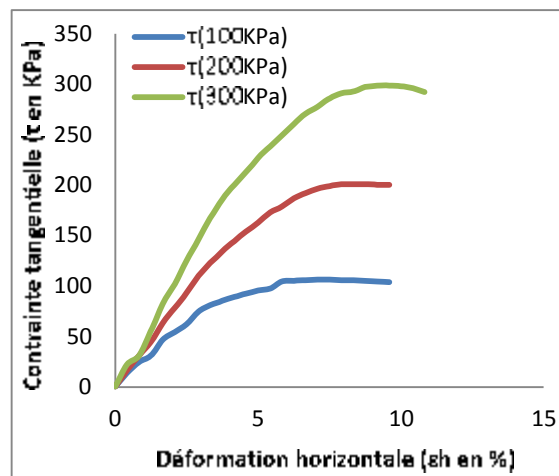
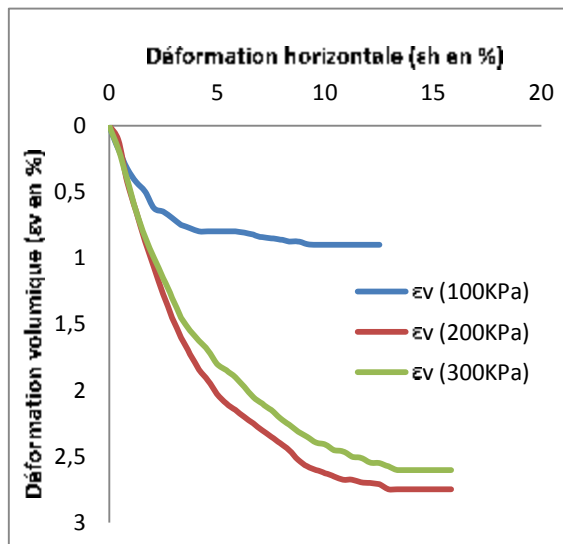
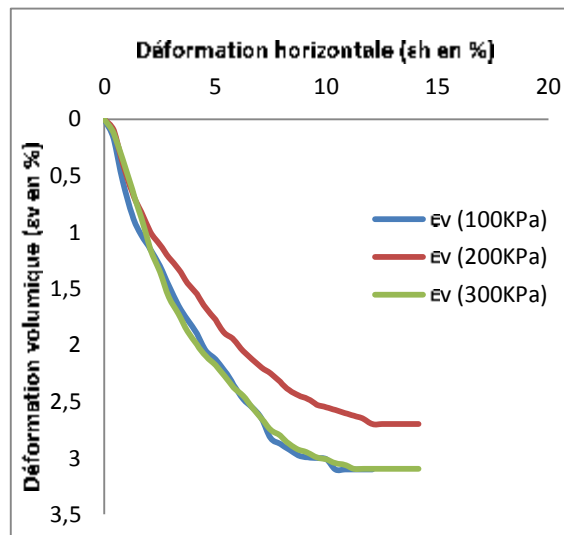
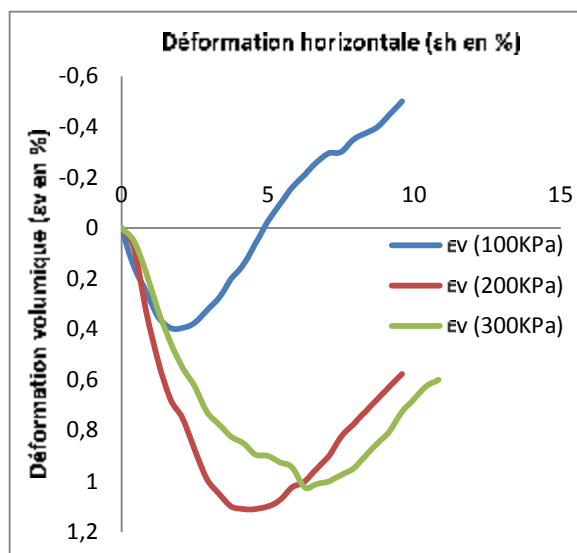


Figure IV.56 : Evolution de la cohésion (a) et l'angle de frottement (b) après 4 jours d'humidification.

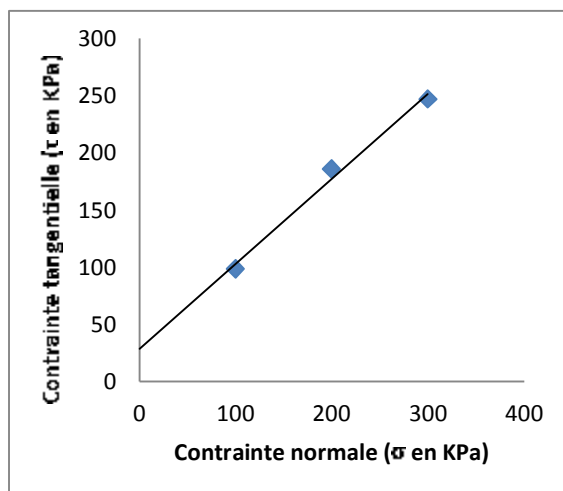
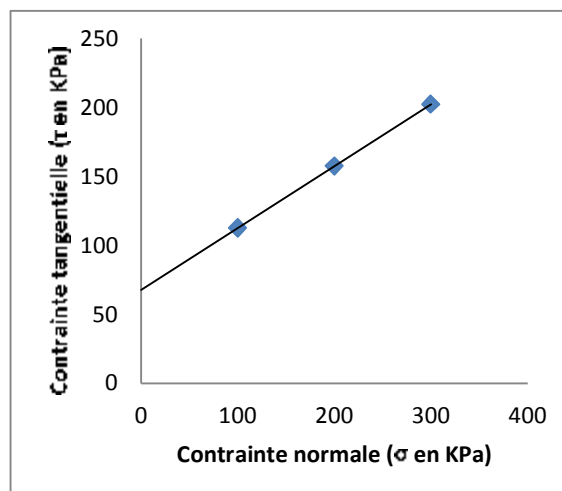
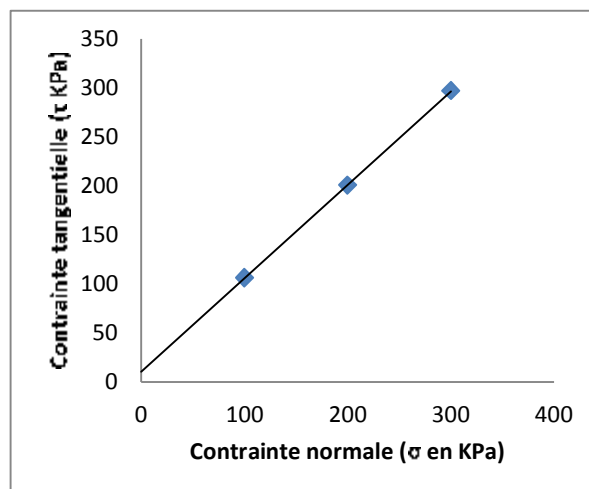
IV.8.2.3. Echantillon cisailé après 10 jours d'humidification

a) les courbes contraintes déformations $\tau = f(\varepsilon_h)$ Figure IV.57 : Courbe $\tau - f(\varepsilon_h)$ à l'optimum-6%.Figure IV.58 : Courbe $\tau - f(\varepsilon_h)$ à l'optimum.Figure IV.59 : Courbe $\tau - f(\varepsilon_h)$ à l'optimum+6%.■ **Interprétation**

La résistance au cisaillement augmente en fonction de la contrainte normale appliquée. Quelle que soit la durée de contact d'eau avec l'échantillon.

b) les courbes de variation de volume $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$ Figure IV.60 : Courbes $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum-6%.Figure IV.61 : Courbes $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum.Figure IV.62 : Courbes $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$ à l'optimum+6%.■ **Interprétation**

Les courbes de variation de volume montrent les mêmes allures que les courbes précédentes, (échantillon cisailé immédiatement et après 4 jours d'humidification), la marne présente un comportement contractant du côté sec de l'optimum et un comportement dilatant du côté humide de l'optimum.

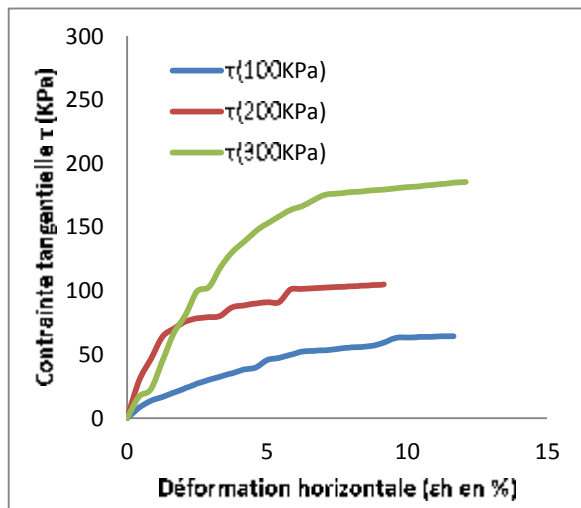
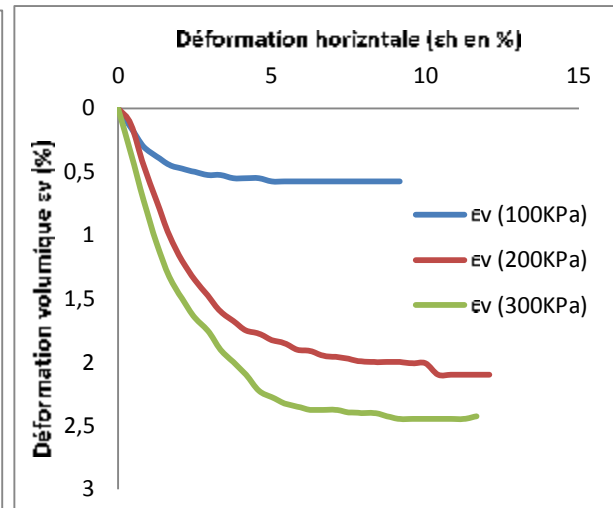
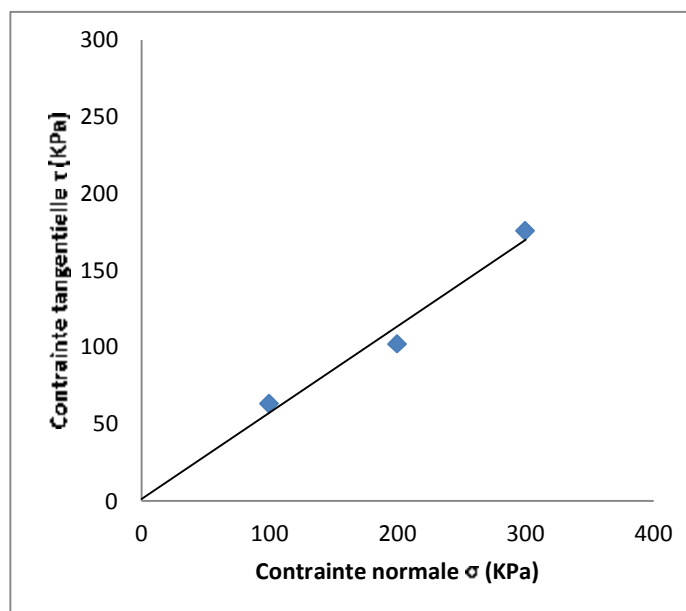
c) les droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ Figure IV.63 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum-6%.Figure IV.64 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum.Figure IV.65 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'optimum+6%.■ **Interprétation**

Les droites intrinsèques ont donnée de nouvelles valeurs de cohésion et d'angle de frottement, ce qui permet de dire que le temps d'humidification a une influence sur les paramètres de résistance au cisaillement. Ces valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Caractéristiques mécaniques à chaque pourcentage d'eau après 10 jours d'humidification.

Pourcentage d'eau (%)	$W_{opt-6\%}$	W_{opt}	$W_{opt+6\%}$
c'	30	68	10
φ'	36.87	24.19	43.53

IV.8.2.4. Echantillon à l'état saturé

Figure IV.66 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'état saturé.Figure IV.68 : Courbes $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$ à l'état saturé.Figure IV.69 : La droite $\tau = f(\sigma)$ à l'état saturé.

■ Interprétation

Les courbes contraintes déformations montrent les résistances au cisaillement les plus faibles comparativement à tous les autres échantillons étudiés.

Cependant, les courbes de variation de volume montrent un comportement purement contractant ce qui est due à l'état lâche de matériau. La droite intrinsèque montre une cohésion nulle est un angle de frottement de $29,74^\circ$. Le matériau étudié dans ce cas ne présente aucune cohésion, du fait que l'excès d'eau a fait disperser toutes les particules.

IV.9. Influence de l'eau sur les courbes contraintes-déformations

IV.9.1. Echantillon cisailé immédiatement

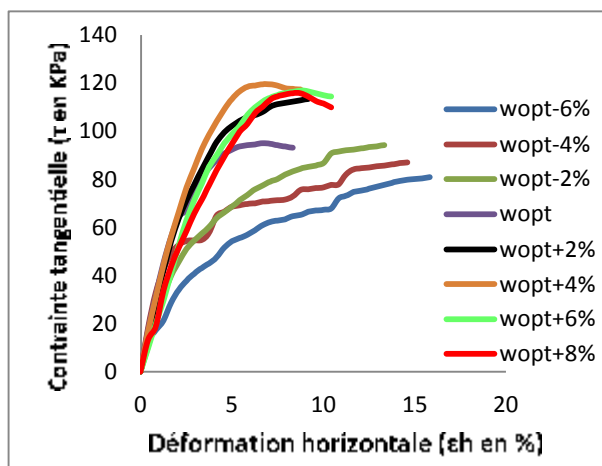


Figure IV.66 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ sous 100KPa.

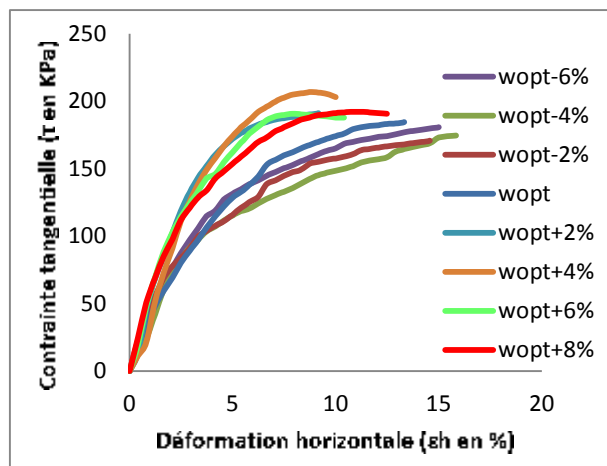


Figure IV.67 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ sous 200KPa.

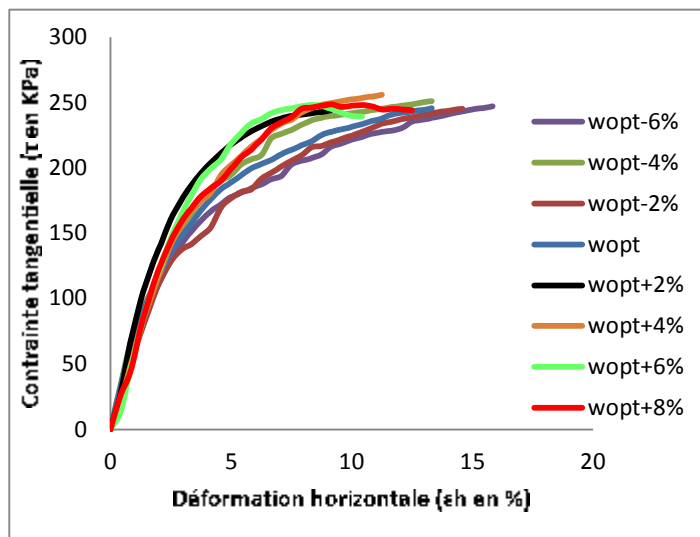
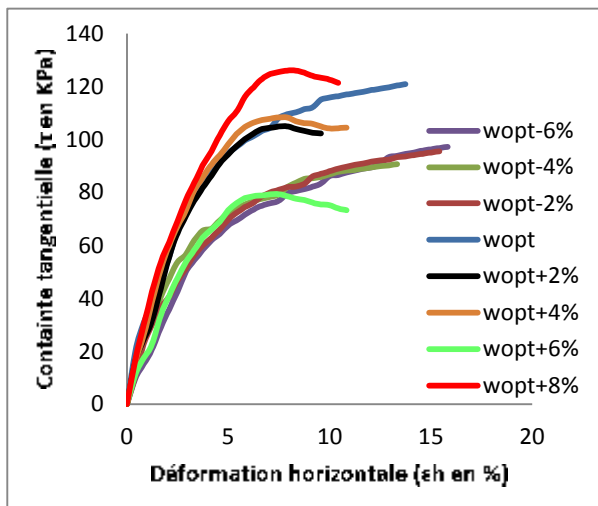
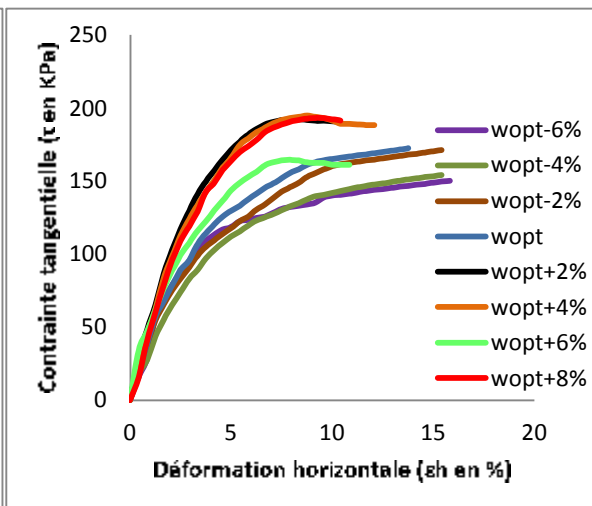
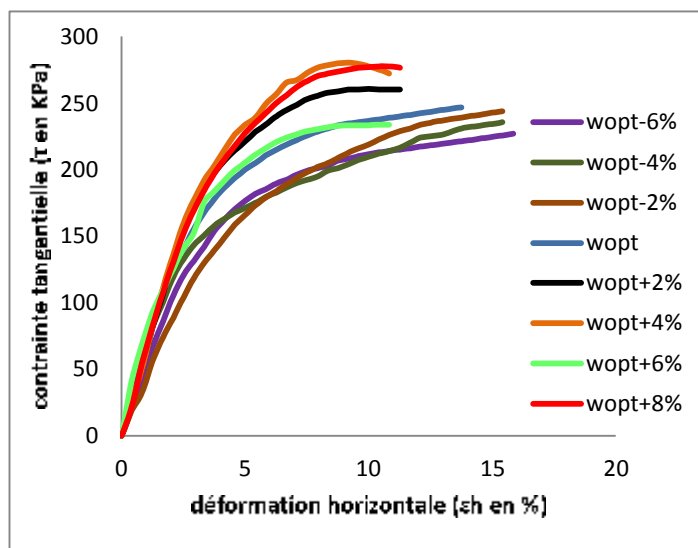


Figure IV.68 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ sous 300KPa.

■ Interprétation

De ces courbes on remarque que les échantillons à teneur en eau faible ont une résistance inférieure à celle des échantillons à teneur en eau optimale. Or que les autres ont une résistance supérieure et cela peut être due à la réaction de l'eau avec l'argile constituant la marne, car selon L'Hermite (1969) l'argile se déforme lentement et d'autant plus qu'elle contient plus d'eau et qu'elle est plus chargée. L'argile à un certain taux d'humidité développe une cohésion très importante améliorant la résistance de l'échantillon.

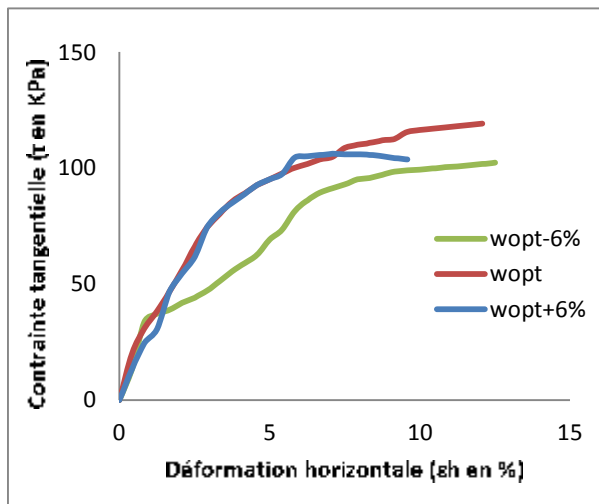
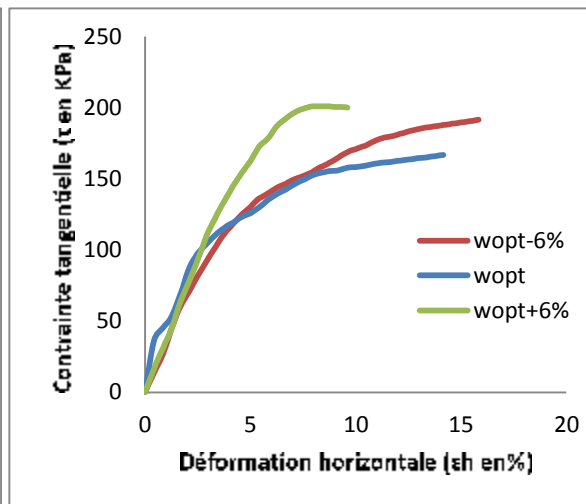
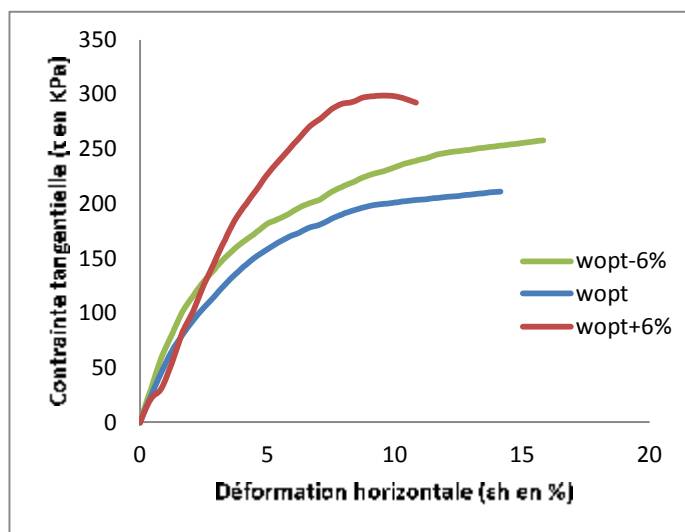
IV.9.2. Echantillon cisailé après 4 jours d'humidification

Figure IV.69 : Courbe $\tau - \Gamma(\epsilon_h)$ sous 100KPa.Figure IV.70 : Courbe $\tau - \Gamma(\epsilon_h)$ sous 200KPa.Figure IV.71 : courbe $\tau - \Gamma(\epsilon_h)$ sous 300KPa

■ Interprétation

Ces courbes montrent les mêmes observations que précédemment, c'est-à-dire que les échantillons humidifiés à des teneurs en eau inférieures à celle de l'optimum ont des contraintes plus faibles des autres échantillons.

IV.9.3. Echantillon cisailé après 10 jours d'humidification

Figure IV.72 : Courbe $\tau - \Gamma(\varepsilon_h)$ sous 100KPa.Figure IV.73 : Courbe $\tau - \Gamma(\varepsilon_h)$ sous 200KPa.Figure IV.74 : Courbe $\tau = \Gamma(\varepsilon_h)$ sous 300KPa.

■ Interprétation

Ces courbes montrent que les échantillons humidifiés à des teneurs en eau – 6% de l'optimum ont des résistances supérieures à celle de l'optimum lors des sollicitations 200 et 300 KPa mais des courbes presque identiques sous 100KPa.

IV.10. Influence du temps sur les courbes contraintes-déformations

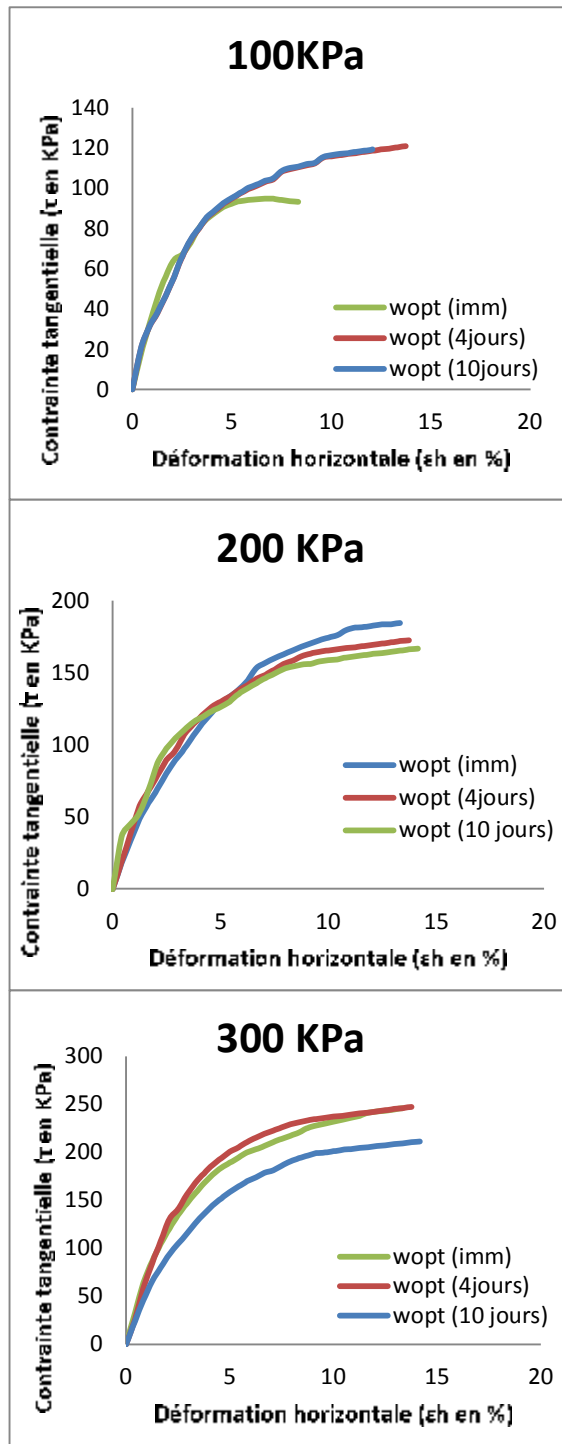


Figure IV.75 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'optimum, à différente durée de temps.

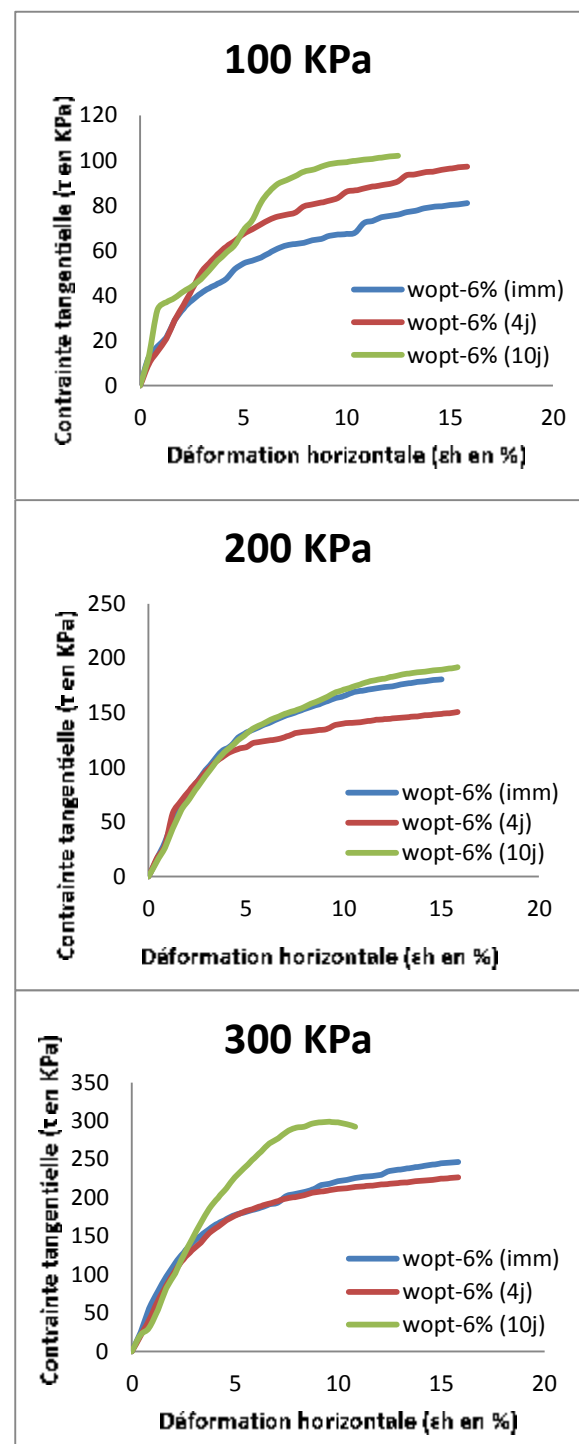


Figure IV.76 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'optimum-6%, à différente durée de temps.

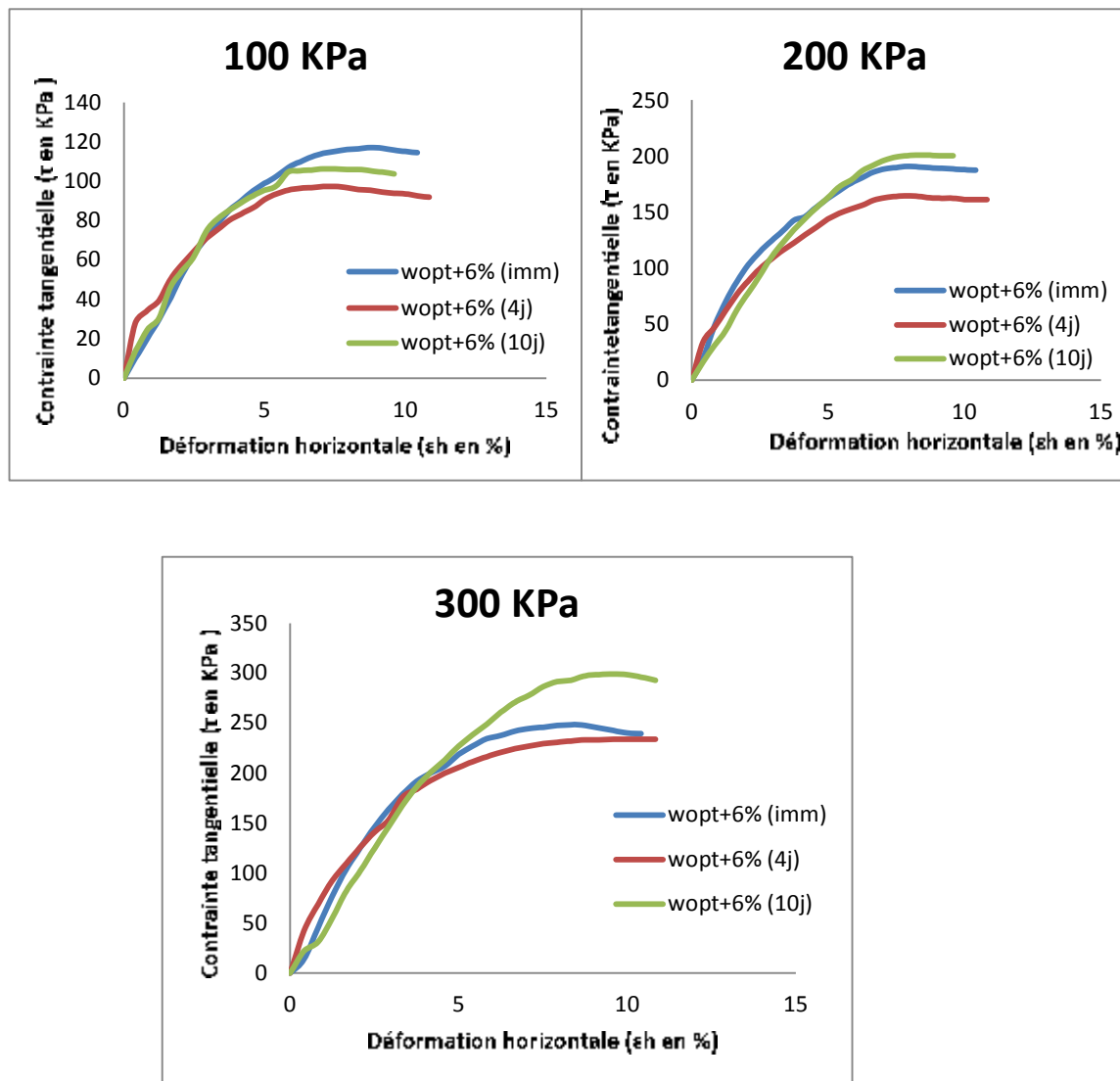


Figure IV.77 : Courbe $\tau = f(\epsilon_h)$ à l'optimum+6%, à différente durée de temps.

■ Interprétation

D'après ces figures, les échantillons développent de meilleures résistances en fonction du temps de contact avec l'eau. Cette résistance peut être liée directement aux réactions de l'eau avec les particules (composition minéralogique). Ces réactions manifestent une forte cohésion qui intervient dans la résistance des échantillons.

IV.11. Conclusion

D'après les résultats obtenus à l'essai de cisaillement direct à la boîte, on peut dire que les caractéristiques mécaniques à long terme varient avec l'état de saturation et la durée d'humidification de la marne étudiée. Ainsi, le comportement contractant devient dilatant avec l'augmentation d'eau sauf que, à l'état saturé, la marne présente un comportement purement contractant ce qui est due à l'état lâche du matériau.

Ce chapitre a permis de déterminer l'évolution de deux caractéristiques mécaniques (c' et ϕ'). Le chapitre suivant va nous permettre d'étudier l'influence de l'eau sur la compressibilité et le gonflement de notre marne avec l'essai oedométrique.

CHAPITRE V**ESSAIS DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE****V.1. Introduction**

L'essai de compressibilité appelé essai œdométrique, introduit au début du vingtième siècle dans la pratique de la mécanique des sols, est l'essai le plus utilisé dans les études géotechniques de sols compressibles et peu perméables. Cet essai permet de décrire à la fois l'amplitude et la vitesse du tassement de ces sols, qui sont à l'origine d'instabilité des différentes structures de génie civil (bâtiments, routes, ponts, digues...).

L'essai œdométrique conventionnel à chargement par paliers fournit, d'une part, une courbe de compressibilité dite «courbe œdométrique» reliant la contrainte effective et l'indice des vides ou la déformation relative (en échelle linéaire ou logarithmique), et des «courbes de consolidation», qui caractérisent l'évolution des déformations au cours du temps sous un chargement donné.

V.2. Définitions

- **Essai œdométrique à chargement par paliers**

Cet essai, couramment appelé essai œdométrique, traduit dans la pratique l'idée qui vient à l'esprit quand on veut mesurer la compressibilité d'un matériau : on applique une charge, on mesure la déformation jusqu'à ce qu'elle se stabilise, puis on applique une charge plus forte et l'on recommence les observations, etc. L'interprétation de l'essai consiste à tracer la courbe donnant la variation de l'indice des vides de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée : c'est la courbe de compressibilité œdométrique ou courbe œdométrique. (Magnan, 2000)

- **Oedomètre**

L'œdomètre, utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle, comporte deux parties :

- une cellule contenant l'éprouvette de sol ;
- un système de mise en charge.

- **Cellule œdométrique**

Deux types de cellules œdométriques sont utilisés à l'heure actuelle. Ils se différencient par le fait que, dans un cas, on peut contrôler l'écoulement de l'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau pendant l'essai, tandis que, dans l'autre cas, on ne le peut pas.

Les cellules œdométriques ouvertes, qui ne permettent pas de contrôler l'eau pendant l'essai, comportent (figure V.1a) :

- une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol ;
- deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette ;
- un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette ;
- un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé ;
- un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une bague métallique, on peut réaliser les essais sur des éprouvettes drainées d'un seul côté.

Les cellules œdométriques fermées, qui permettent de contrôler la quantité d'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol, comprennent (figure V.1b) :

- une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol ;
- une embase comportant un logement pour la pierre poreuse inférieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle ;
- un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et comportant un logement pour la pierre poreuse supérieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle ;
- deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'éprouvette ;
- un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Les éprouvettes œdométriques ont des dimensions variables selon le matériel utilisé. Les dimensions les plus fréquentes sont les suivantes :

- diamètre : 60 ou 70 mm ;
- hauteur : 20 ou 25 mm.

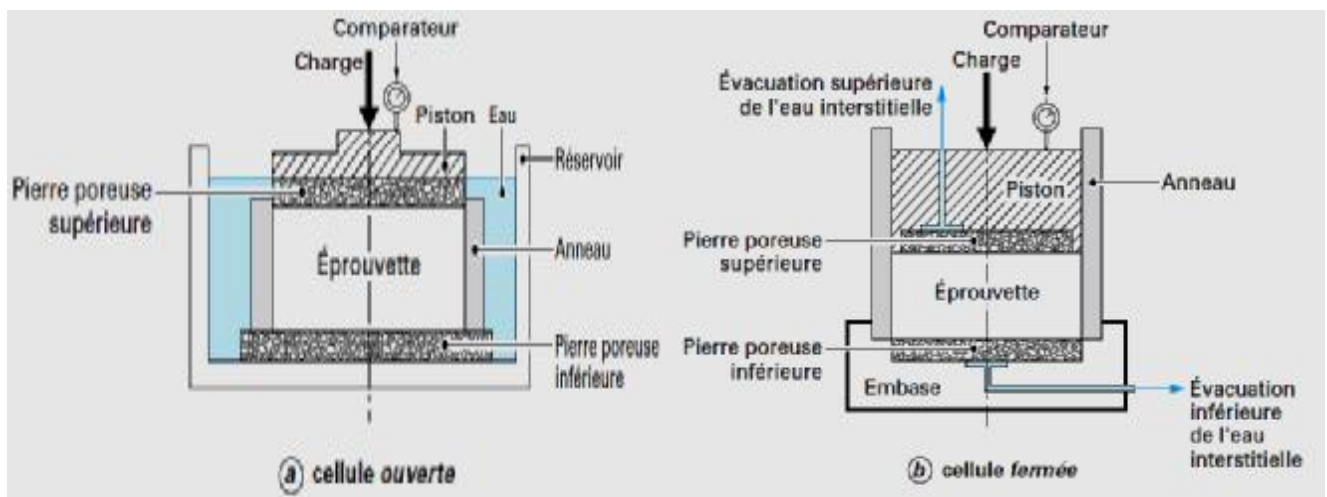


Figure V.1 : Cellules œdométriques (Magnan, 2000).

- **Système de mise en charge**

Pour appliquer les charges nécessaires sur le piston de l'œdomètre, on utilise principalement :

- des systèmes mécaniques de chargement par poids, en général avec des bras de levier pour augmenter les efforts appliqués ;
- des systèmes pneumatiques ou hydrauliques.

Ces deux types de systèmes sont également adaptés à la réalisation des essais classiques de chargement par paliers. Toutefois, les systèmes hydrauliques et pneumatiques, plus faciles à automatiser, s'avèrent souvent indispensables pour la réalisation des nouveaux types d'essais œdométriques.

Les systèmes de mise en charge utilisés pour les essais œdométriques permettent, en général, de faire varier la pression appliquée entre 5 ou 10 kPa (poids propre du piston) et 2 500 kPa. Pour les essais sur les sols raides (et les roches tendres), des œdomètres spéciaux, permettant des charges dix fois supérieures. (Magnan, 2000)

V.3. Principe de l'essai

L'échantillon saturé est placé dans une éprouvette cylindrique qui présente des déformations latérales nulle et drainée sur les deux faces intérieures par l'intermédiaire des pierres poreuses. Les déformations verticales ou tassements de l'échantillon après chargement sont mesurés à l'aide d'un comparateur (1/100 de mm). 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.

V.4. Appareillage

L'appareil œdométrique comporte :

- Un bâti métallique permettant par l'intermédiaire d'un bras de levier d'appliquer au piston les pressions de consolidation successives désirées.
- Une cellule ou enceinte œdométrique de consolidation : moule cylindrique rigide qui empêche toute déformation radiale lors des essais.
- Deux bases de pierres poreuses permettant le drainage de l'échantillon en cours d'essai, et éviter au sien du matériau l'apparition de pression interstitielle.
- Un couvercle pour répartir l'effort de compression sur la surface totale de l'échantillon.
- Un comparateur pour mesurer les tassements ou les gonflements.

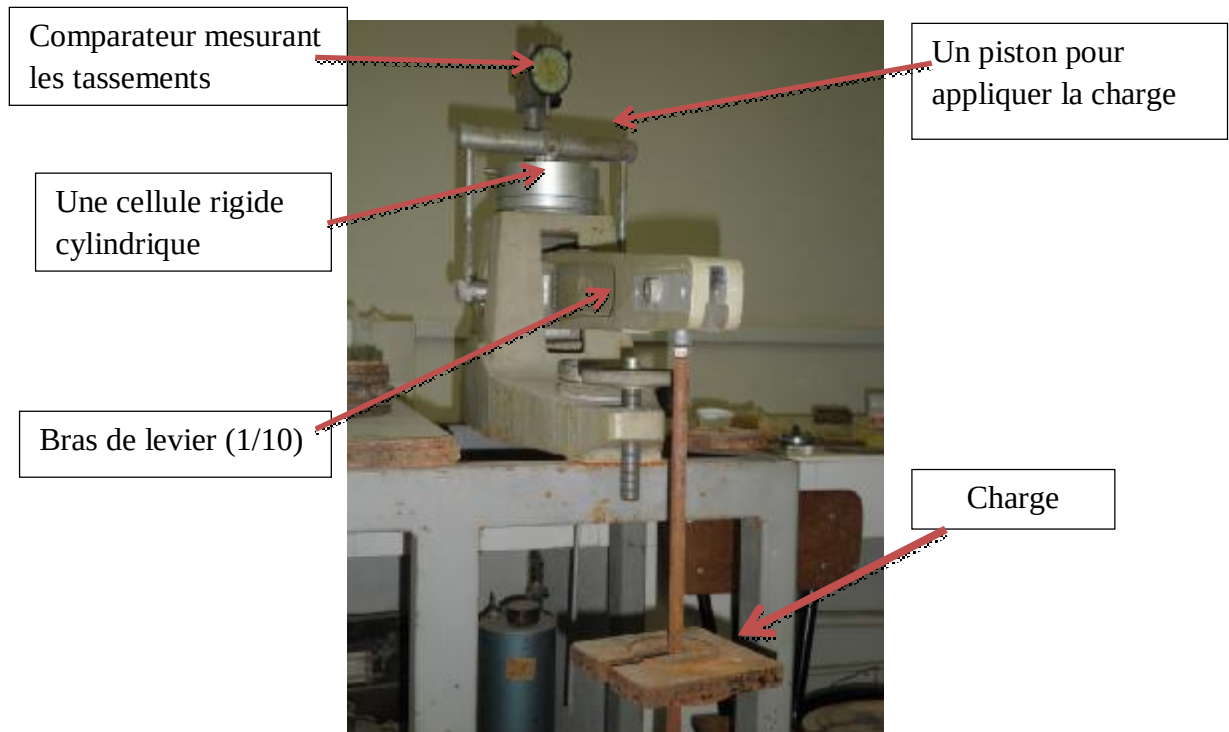


Figure V.2 : Appareillage œdométrique

V.5. Mode opératoire

V.5.1. Préparation de l'éprouvette d'essai

- Humidifier le sol sec remanié avec une teneur en eau variant de $\pm 2\%$ par rapport à l'optimum Proctor (coté sec et coté humide de l'optimum).
- Mettre l'échantillon dans la cellule en 3 couches, puis le densifier par une masse constante de manière à reproduire la même énergie de compactage sur tous les échantillons afin d'éviter l'influence de ce paramètre sur leur comportement (voir figures : b et c).
- Peser l'échantillon humide et le mettre dans la cellule, comme la montre les figures (d et e).

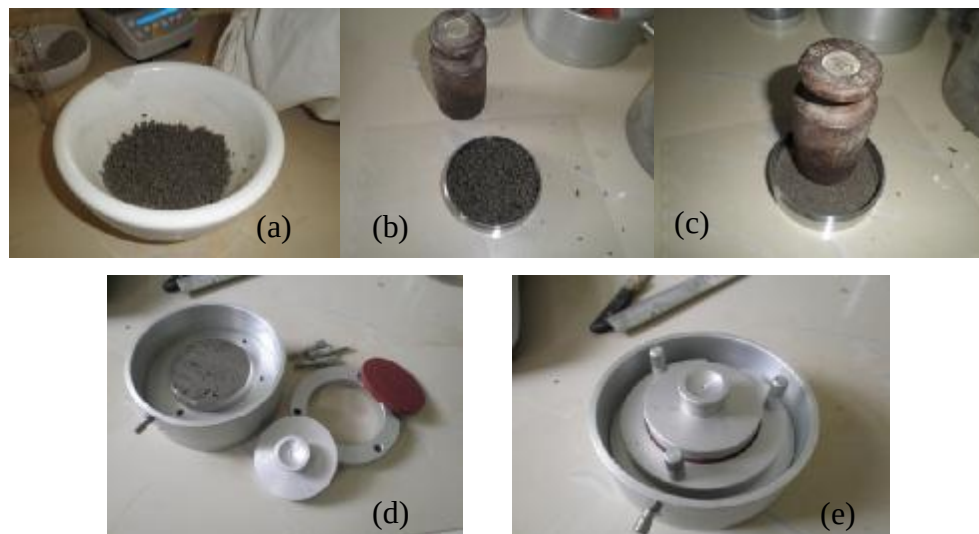


Figure V.3 : Préparation de l'échantillon.

V.5.2. Déroulement d'essai

Les principaux points du déroulement des essais œdométriques 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 1 à 128 kg de telle sorte à avoir une contrainte de 5 à 1280 KPa.
- Procéder ensuite, au déchargement par paliers stabilisés de contraintes décroissantes de 1280 à 5 KPa.
- 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.

V.6. Caractéristiques obtenues à l'œdomètre

L'essai œdométrique 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.

V.6.1. 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.

$$e = \frac{H - h_p}{h_p} \dots \dots \dots (1).$$

Avec :

H : hauteur de l'échantillon au moment considéré.

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

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) :

$$h_p = \frac{m_s}{\gamma_s \times S} \dots \dots \dots (2).$$

Avec : m_s : Masse de l'échantillon sec,

γ_s : poids volumique des grains solides,

S : section droite de l'enceinte.

$$hp = H_0 - \frac{m_h - m_s}{\gamma_s S} \dots \dots \dots (3).$$

Avec :

H_0 : hauteur initiale de l'échantillon,
 m_h : Masse initial humide de l'échantillon,
 m_s : Masse de l'échantillon sec,
 γ_w : poids volumique de l'eau (1 g/cm³),
 S : section droite de l'enceinte.

V.6.2. Paramètres d'identification

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

- Teneur en eau initiale de l'échantillon : $w = \frac{m_h - m_s}{m_s} \times 100 \dots \dots \dots (4).$
- Poids volumique initial du sol sec : $\gamma_d = \frac{m_s}{H_0 S} \dots \dots \dots (5).$
- Poids volumique initial : $\gamma = \frac{W_h}{H_0 S} \dots \dots \dots (6).$

V.6.3. Caractéristiques de compressibilité

a- Courbe de compressibilité

Les courbes de compressibilités sont présentées dans un diagramme $e = f(\log \sigma')$ 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 contrainte σ'_i ; la figure (V.4) illustre l'allure d'une courbe de compressibilité d'un sol fin. 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.

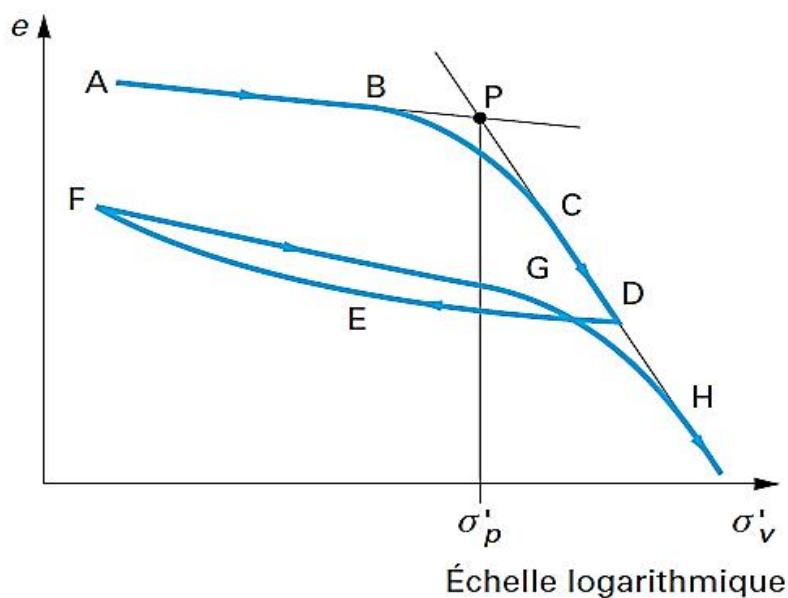


Figure V.4: Courbe œdométrique d'un sol fin (Magnan, 2000).

b- L'indice de compression et de gonflement

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

$$C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right|_{PCDH} \dots \dots \dots (7).$$

L'indice de gonflement (noté C_g) est, par définition, la pente de la droite ABP. Son expression est donnée par la relation :

$$C_g = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right|_{ABP} \dots \dots \dots (8).$$

c- La pression de pré-consolidation

Elle correspond à la contrainte maximale qu'a subie le sol durant son histoire géologique. La détermination de la contrainte de pré-consolidation (notée σ'_p), se fait graphiquement : soit par la méthode de Casa-grande ou alors par le point d'intersection des deux pentes (PCDH et ABP) de la courbe de compressibilité comme indiqué sur la figure(V.4).

V.7. Autres types d'essais œdométriques

L'essai œdométrique à chargement par paliers reste l'essai de référence pour l'évaluation de la compressibilité des sols fins et l'expérience quotidienne des projeteurs confirme que les tassements déduits des résultats de cet essai sont proches des valeurs observées sur le terrain (à 10 ou 20 % près). Néanmoins, la durée de l'essai (de deux à trois semaines) a fait rechercher des formes d'essais œdométriques plus rapides qui, sans donner des résultats identiques aux résultats de l'essai classique, permettent d'augmenter un peu la productivité des laboratoires d'essai. Dans la plupart des cas, ces nouveaux essais permettent des prévisions de tassement aussi fiables que l'essai classique et leur utilisation s'est répandue depuis le début des années 1960. Les modes opératoires de ces essais œdométriques, ainsi que celui de l'essai œdométrique à drainage radial, ont été publiés par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, (Magnan, 2000).

a) Essai à vitesse de déformation constante

Le principe de cet essai est de placer une cellule œdométrique de type fermé entre les deux plateaux d'une presse à vitesse de déplacement constante et de mesurer l'évolution, en fonction de la déformation imposée (donc du temps), de la pression appliquée sur le piston de l'œdomètre et de la surpression interstitielle ΔU_b à la base, non drainée, de l'éprouvette. L'essai est normalement réalisé avec une contre-pression U_{cp} . Le choix de la vitesse de déformation est le point le plus délicat de l'essai. On admet actuellement que cette vitesse a été bien choisie si ΔU_b reste inférieur à 0,15 ($\sigma_v - U_{cp}$). Une vitesse de déformation de 10^{-4} min^{-1} paraît adaptée pour une large gamme de sols compressibles.

b) Essai à gradient contrôlé

Dans l'essai à gradient contrôlé, on adapte la charge σ_v appliquée sur le piston de l'œdomètre de façon à maintenir constante la différence Δu entre les pressions interstitielles à la surface supérieure drainée et à la base non drainée de l'éprouvette, ce qui permet de faire varier les contraintes effectives de façon quasi uniforme pendant l'essai. L'essai est normalement réalisé avec une contre-pression u_{cp} . L'essai est d'autant plus rapide que la valeur de Δu est forte. On peut adopter une valeur de Δu de 20 kPa.

c) Essai accéléré par chauffage

Plutôt que d'un essai spécial, il s'agit à proprement parler d'une technique expérimentale développée au Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP) au début des années 1970 pour diminuer d'un facteur 3 environ la durée de l'essai de compressibilité classique. Il s'agit de réaliser l'essai en maintenant le sol et la cellule œdométrique dans un bain thermostaté à 70 °C. La courbe de compressibilité ainsi obtenue est peu différente de la courbe obtenue aux températures habituelles, mais l'essai ne permet pas la détermination du coefficient de consolidation.

d) Essai à drainage radial

Cet essai a été développé pour la mesure du coefficient de consolidation radiale, nécessaire pour le dimensionnement des réseaux de drains verticaux. Il est dérivé de l'essai de compressibilité par paliers. Son principe est représenté sur la figure (V.5).

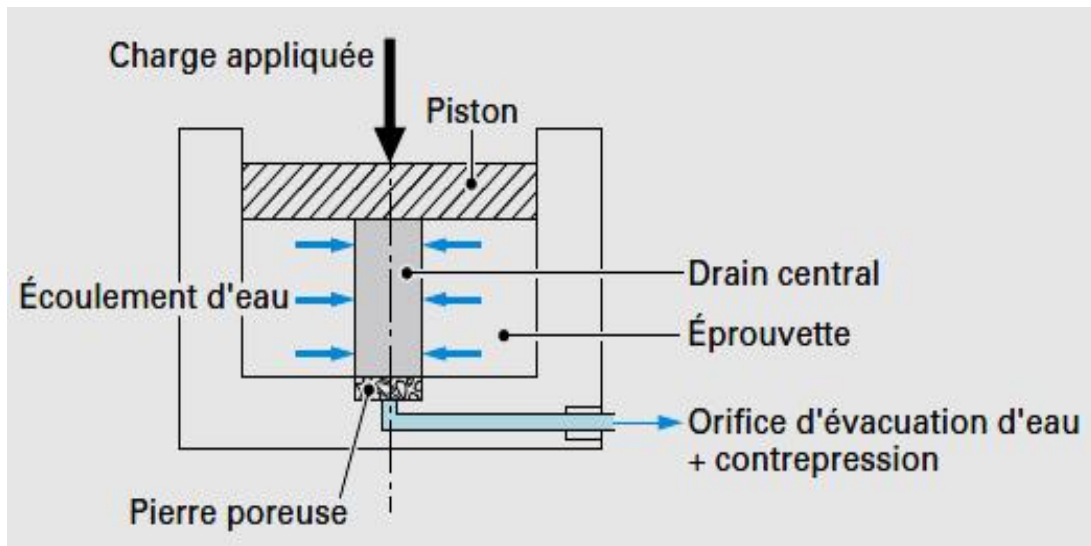


Figure V.5 : Principe de l'essai œdométrique à drainage radial.

V.8. Présentation des résultats

- L'échantillon après essai

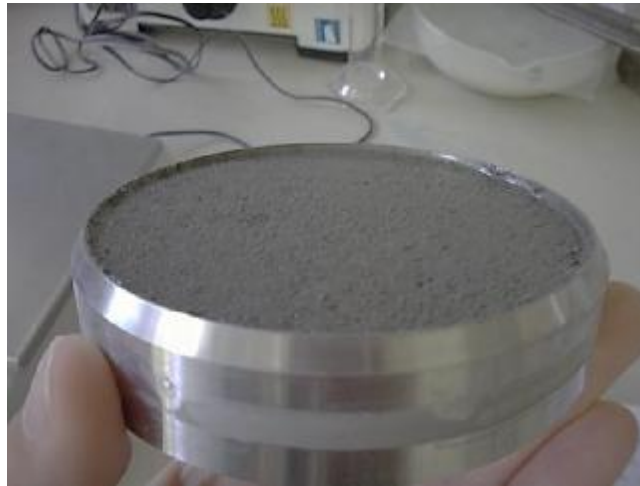


Figure V.6 : Echantillon après essai.

- 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.

- Les courbes de compressibilité

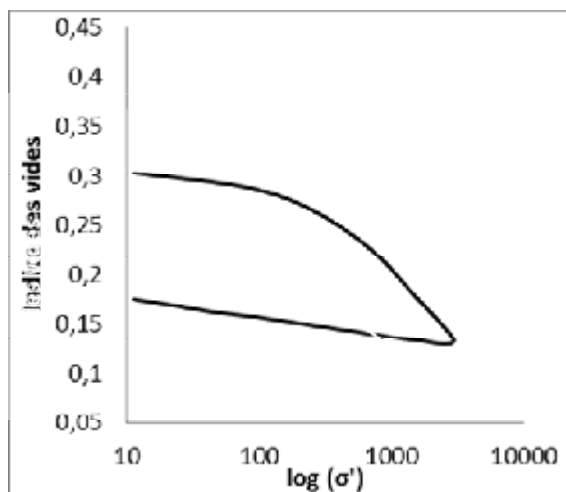


Figure V.7 : Courbe œdométrique à l'optimum.

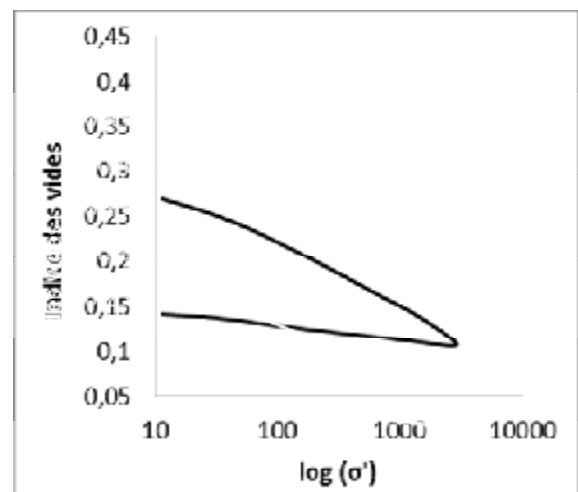


Figure V.8 : Courbe œdométrique à l'optimum +2%.

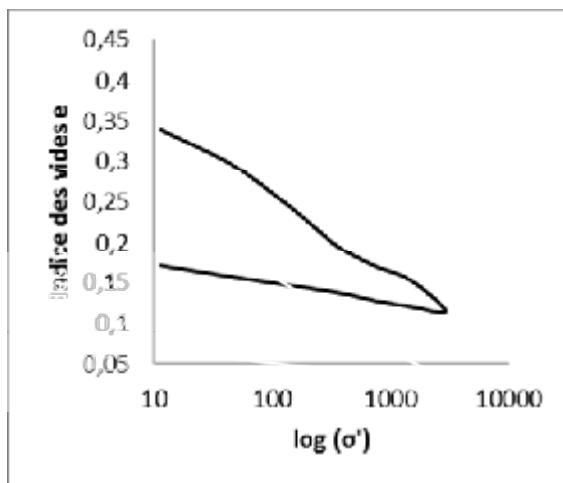


Figure V.9 : Courbe œdométrique à l'optimum +4%.

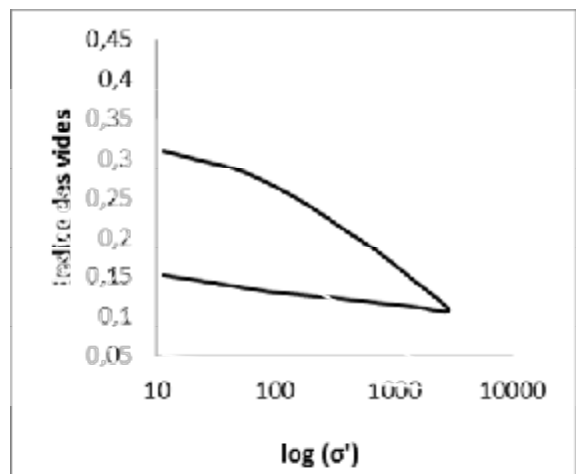


Figure V.10 : Courbe œdométrique à l'optimum +6%.

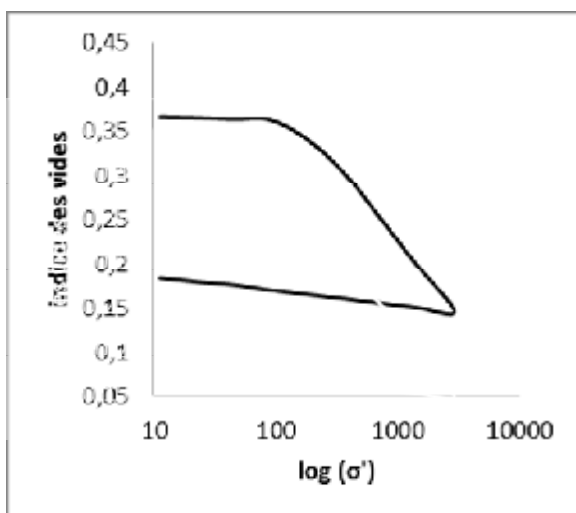


Figure V.11 : Courbe œdométrique à l'optimum -4%.

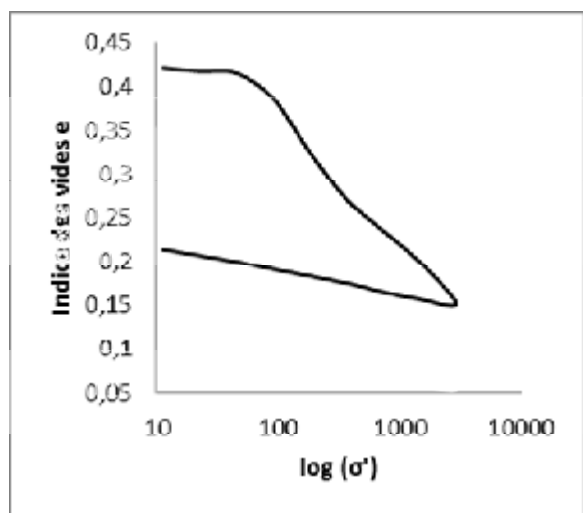


Figure V.12 : Courbe œdométrique à l'optimum -2%.

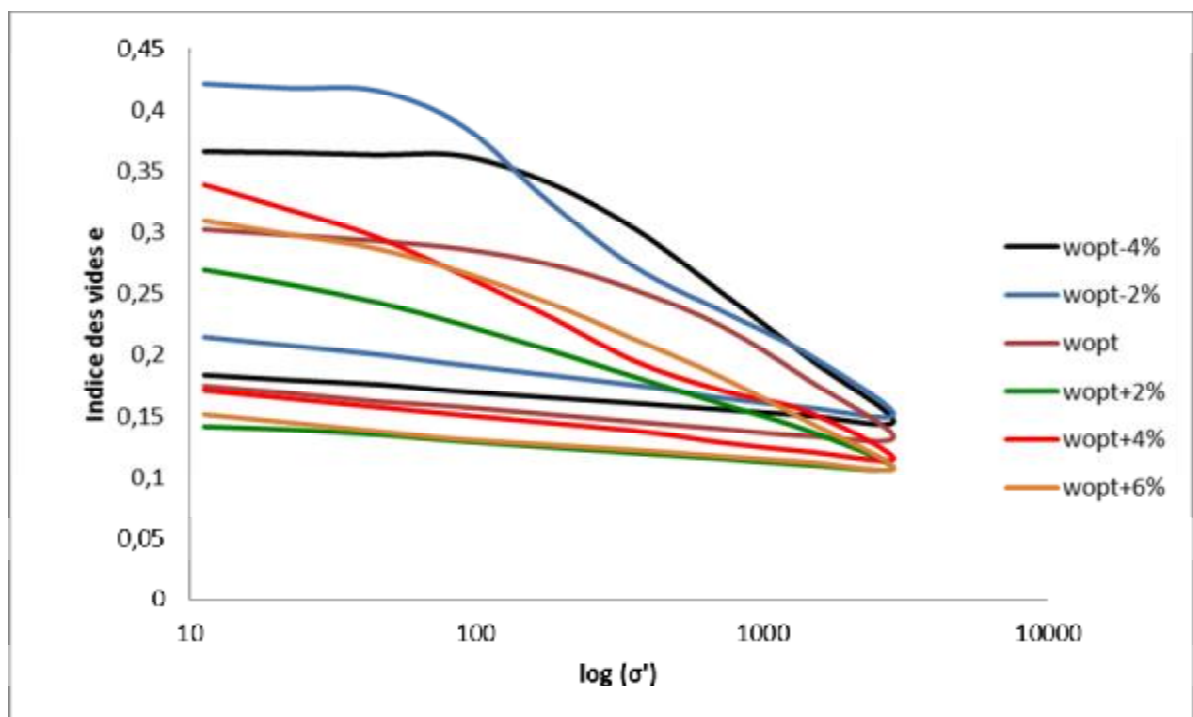


Figure V.13 : Influence de la teneur en eau sur l'évolution des courbes œdométriques.

Tableau V.2 : Récapitulation des résultats obtenus.

Teneur en eau (%)	$W_{opt-4\%}$	$W_{opt-2\%}$	W_{opt}	$W_{opt+2\%}$	$W_{opt+4\%}$	$W_{opt+6\%}$
C_c	0.175	0.155	0.147	0.110	0.130	0.117
C_s	0.037	0.028	0.021	0.016	0.020	0.014

V.9. Interprétation des résultats

Les principales constatations qui peuvent être faites après avoir déterminé les différents paramètres à l'œdomètre, à savoir C_c et C_g sont :

Les échantillons humidifiés à des teneurs en eau inférieures à l'optimum, présentent un coefficient de compressibilité élevé de celui des échantillons humidifiés à des teneurs en eau optimales. Ceci peut être expliqué par l'état de densification de l'éprouvette lors de sa confection. Les échantillons densifiés à l'optimum présentent les meilleures densités. Par contre, les échantillons densifiés à des teneurs en eau inférieures à l'optimum présentent généralement des densités moindres.

Les échantillons humidifiés à des teneurs en eau optimales ou à des teneurs en eau supérieures à l'optimum ($w_{opt} + 2\%$, $w_{opt} + 4\%$ et $w_{opt} + 6\%$) sont les moins compressibles. Ceci peut être dû à une faible dissipation des pressions interstitielles de la cellule utilisée, vu que le drainage est fait uniquement par les pierres poreuses. Donc ces pressions provoquent une réaction contre les contraintes appliquées et évitent la compressibilité du matériau.

Le gonflement des échantillons est de plus en plus important dans le cas des échantillons humidifiés à des teneurs en eau inférieures à l'optimum. Ceci est dû au fait qu'un sol sec a plus de tendance à se gonfler qu'un sol humide.

V.10. Conclusion

Les essais de compressibilité à l'œdomètre en chargement-déchargement, réalisés sur des échantillons humidifiés à des teneurs en eau différentes, ont permis d'analyser le comportement du matériau étudié sous ce type de sollicitation.

Cependant, les valeurs du coefficient de compressibilité obtenues sur les différents échantillons ($0.1 < C_c < 0.2$) permettent de dire que le matériau est moyennement compressible à compressible.

Tandis que les valeurs du coefficient de gonflement obtenues sur les différents échantillons ($0.01 < C_s < 0.04$) permettent de dire (selon Sanglerat, 1981) que le matériau est peu gonflant.

CONCLUSION GENERALE

La marne fait partie des sols les plus abondants dans la région de la Grande Kabylie. Elle est souvent adoptées dans les différentes activités de génie civil comme support de fondations (bâtiments, ponts, ...), ou encore, comme élément de construction (routes, digues, ...).

Par ailleurs, ce matériau dit "évolutif" peut présenter des comportements surprenants en contact avec l'eau. Selon sa nature (composition minéralogique) et le type de sollicitation auquel elle est soumise, la marne peut présenter divers comportements (favorable ou défavorable) en présence d'eau.

Cette étude a été menée dans le but de montrer l'évolution du comportement mécanique de la marne en particulier "la marne de Mdouha" sous différents types de sollicitations (cisaillement, œdomètre, CBR, ...) en passant de l'état sec à l'état humide.

Les principaux résultats obtenus permettent de tirer les conclusions suivantes :

Cas des essais d'identifications

- En se basant sur les limites d'Atterberg, on peut dire que la marne étudiée est moyennement plastique et faiblement argileuse. L'indice de consistance confirme que cette marne contient peu d'argile avec un indice supérieur à 1 et indique de ce fait qu'elle est une roche dure.
- Le coefficient de dégradabilité ($DG = 2.88$) est inférieur à 5 donc le matériau est peu dégradable.
- Le matériau étudié se présente sous forme de blocs très durs à l'état sec, tandis qu'il devient friable en contact à long terme avec l'eau.

Cas des essais Proctor et des essais CBR

- Les essais Proctor réalisés montrent que le matériau étudié ne présente pas une forte sensibilité à l'eau (courbes Proctor légèrement bombées). Cependant, le matériau présente une meilleure densité dans le cas des classes granulaires plus étalées.
- La portance du matériau compacté à des teneurs en eau supérieures à ($W_{opt} - 4\%$) diminue considérablement (l'indice CBR diminue d'environ 80%). Néanmoins, la marne étudiée est peu gonflante (l'indice de gonflement ne dépasse pas 0.95%).

Cas des essais de cisaillement direct à la boîte

- Les essais de cisaillement réalisés montrent l'influence de la teneur en eau et de la durée de contact de la marne avec l'eau sur l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons, de leur variation de volume, ainsi que des caractéristiques mécaniques déduites (c' et ϕ').

En effet, contrairement aux constatations habituelles faites sur beaucoup de matériaux fins qui présentent généralement de faibles résistances en présence d'eau ; le matériau étudié développe une certaine cohésion améliorant sa résistance en présence d'eau, ce qui le rend plus résistant à l'état humide qu'à l'état sec.

- En outre, les échantillons présentent généralement un comportement contractant à l'état sec, tandis que ces derniers deviennent de plus en plus dilatants pour des teneurs en eau dépassant l'optimum.

Cas des essais œdométriques

- Les échantillons humidifiés à des teneurs en eau inférieures à l'optimum présentent les tassements les plus importants.
- Les indices de gonflement déduits montrent que la marne étudiée est peu gonflante ce qui confirme les résultats obtenus aux essais CBR.

A l'issue de cette étude, les résultats obtenus peuvent apporter de nouvelles données très intéressantes aux ingénieurs de génie civil concernant l'influence de l'eau sur le comportement mécanique des marnes, en particulier les marnes du site « M'douha », notamment que la réaction du matériau étudié avec l'eau a présenté certains résultats (confirmés) exceptionnels et inattendus.

Néanmoins, il est nécessaire de compléter cette étude par des analyses chimique et minéralogique du matériau qui sont très utiles pour l'interprétation des résultats, et par d'autres essais mécaniques (essais triaxiaux, essais routiers, ...) pour connaître d'avantage le comportement de ce matériau sous d'autres types de sollicitations.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AlkamaF., (2003) :*Etude du comportement mécanique du matériau Schiste en Géotechnique routière*, Mémoire de magister en génie civil. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Bakkari A., (2007) :*Observation et modélisation d'ouvrages en terre soumis à des processus de séchage et d'humidification*, thèse de doctorat, L'école Nationale Des Ponts et Chaussées.

Bouchez C., (2008) :*Rapport de sédimentologie : étude des milieux de dépôts*, L3 Sciences de la Terre et des Planètes, pp 2-8.

Boudlal O et MelbouciB., (2012) :*Étude macroscopique du comportement des multicouches (argile-marne) de la Grande Kabylie (Algérie): étude expérimentale à l'appareil triaxial*. European Journal of Environmental and Civil Engineering Vol. 16, No. 6, June 2012, 669–682.

Boudlal O., (2007):*Etude du comportement des matériaux recyclés au compactage*, mémoire de magister de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Brette A., (2002) :*Cours de laboratoire partie 6-les sols*, Lycée Pierre Caraminot 19300 Eggletons, B.T.S. TRAVAUX PUBLICS, pp 109-152, France.

BufaloM, GandileD et Vezole P., (2009) :*Guide pour la réalisation des terrassements des plateformes de bâtiments et d'aires industrielles dans le cas de sols sensibles à l'eau*, Syndicat Professionnel des Terrassiers de France.

Bekkouche A, Djedid A et Aissa Mamoune S M., (2003) : Identification et Prévision du gonflement des sols expansifs, article de Département de Génie Civil, FSI, Université Aboubakr Belkaïd-Tlemcen, Algérie, pp 1-10.

Cécile C., (2005) :*Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains*, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier – Grenoble I.

Costet J et Sanglerat G., (1981) :*Cours pratique de mécanique des sols, 1 plasticité et calcul des tassements*, 3^{ème} Edition, Dunod, Janvier 1981.

De Charpentier M., (1817) : sur la géognosie des environs de Vic, NOTICE « Sur la position géognostique du terrain salifère des environs .de Wimpffen sur Le Necker, sur les sondages qu'on y a exécutés depuis 1817, et sur les salines qu'on y a établies », pp 256-266. France.

Degoutte G et Royet P., (2009) :*Aide-mémoire de mécanique des sols*, publication de l'ENGREF, France, pp 15 à 18.

DerricheZ, Cheikh-L G., (2004):*Caractéristiques géotechniques des marnes Plais-anciennes d'Alger*, Bull Eng Géol. Environ 63: pp 367–378.

Delahaye D et Le Roux A., (1975) : *Désordres sur des remblais en marne*, Bull. Liaison Labo P. et Ch. - 75 – janv.-fév. 1975 • Réf. 1575

FerberV, AuriolJ-C, MagnanJ-P et Cui Y-J.,(2009) : *Effet des variations d'état hydrique dans les sols fins compactés : quelles conséquences pour la conception des talus et des bases de remblais ?*BLPC • n°274 • janvier/février/mars 2009, pp 63-88.

Freissmuth H.,(2002) : *Influence de l'eau sur le comportement mécanique des roches argileuses*, Thèse de doctorat, Ecole Des Mines De Paris.

Guilali K., (2012) : *Etude expérimentale du comportement des sols à multicouches à la boîte de cisaillement et à l'œdomètre*, Mémoire de Master 2, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.

HammarDetMeziani S.,(1996) :*Identification et caractérisation mécanique de la marne de TiziOuzou application au domaine routier*, Mémoire d'ingénieure de l'Université Mouloud Mammeri de TiziOuzou, Algérie.

KouriL et VogtH., (1996) : *détermination de la sensibilité des terrains marneux au ravinement au moyen de système d'information géographique* (Bassin versant de l'oued Mina ; Tell oranais, Algérie), pp 412-438.

Khemakhem M., (2010) : *Les Essais de la Géotechnique Routière Étude Comparative Entre Les Normes*, ISET de Sfax – ATMS – AIT.

LCPC (1985) : *Essais œdométriques*, méthodes d'essais LPC n°13, Laboratoire Central 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.

Le Bouteiller C., (2011) :*Dégradation des sédiments marneux et suspension hyper-concentrées*, Thèse de Doctorat de l'Université de Grenoble.

L'HermiteR., (1969) : *au pied du mur*, presses de l'imprimerie Firmin-Didot, novembre 1969, Paris, France.

Lérau J., (2006) :*Géotechnique1, Cours-Chapitres 1*, Institut National Des Sciences Appliquées De Toulouse, 2005-2006.

Le Bissonnais Y et le Souder C., (1995) : *Mesurer la stabilité structurale des sols pour évaluer leur sensibilité à la battance et à l'érosion*, article de l'institut national de la recherche agronomique, service d'étude des sols et de la carte pédologique de France, pp 43-50.

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., (1997): *Description, identification et classification des sols*, Dossier Techniques de l'Ingénieur article C208, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pp 2-15, Paris, France.

Magnan J-P., (1999) : *L'eau dans le sol*, Dossier Techniques de l'Ingénieur C212, Laboratoire central des ponts et chaussées, pp 2-22, 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.

Mehidi K., (1997) : *Contribution à l'étude du comportement mécanique des marnes remaniées de Kabylie*, Mémoire de magister de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Mellal F et Lamri B., (2010) : *Etude du comportement physico-mécanique d'une marne argileuse traitée à la chaux éteinte. (Cas de l'autoroute Est-Ouest Tronçon Oued Fodda / Khemis Miliana (Algérie))*. Université Hassiba Ben Bouali De Chlef, Algérie, pp 574-583.

Nowamooz H., (2007) : *retrait/gonflement des sols argileux compacts et naturels*, Thèse de Doctorat de L'institut national polytechnique de lorraine, (École Doctorale RP2E) 2007.

Pejon O.J, Le Roux A et Guinard D., (1997) : *Comportement à l'eau des roches argilo-marneuses, suivi du gonflement, importance de la minéralogie et des textures*, bulletin de L'association Internationale de Géologie De L'ingénieur, - No 55 - Avril 1997, pp 106-119, Paris, France.

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

Schlosser F., (1973) : *Essais de laboratoire et en place de mécanique des sols*, aide-mémoire, laboratoire centrale des ponts et chaussées, Paris, pp : 5-15.

Sidik R., (2011) : *Caractérisation de la perméabilité des matériaux à l'écrasement*, Mémoire de magister d'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Tchuyep Guy P., (1995) : *Comportement viscoplastique avec rupture des argiles raides (applications aux ouvrages souterrains)*, Thèse de Doctorat de L'école Nationale Des Ponts et Chaussées.

ANNEXE I : Relation entre les caractéristiques physiques (Léreau, 2006)

$$[1] \quad n = \frac{V_v}{V} \quad *$$

$$[2] \quad n = \frac{e}{1+e}$$

$$[3] \quad n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$$

$$[4] \quad n = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_s - \gamma_w}$$

$$[13] \quad S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad *$$

$$[16] \quad \gamma = (1+w)(1-n)\gamma_s$$

$$[19] \quad \gamma = \gamma_d + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$$

$$[22] \quad \gamma_d = (1-n)\gamma_s$$

$$[25] \quad \gamma' = (1-n)(\gamma_s - \gamma_w)$$

$$[5] \quad e = \frac{V_v}{V_s} \quad *$$

$$[6] \quad e = \frac{n}{1-n}$$

$$[7] \quad e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

$$[8] \quad e = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$$

$$[14] \quad S_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w}{e}$$

$$[17] \quad \gamma = \frac{1+w}{1+e} \cdot \gamma_s$$

$$[20] \quad \gamma = \frac{\gamma_s + e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{1+e}$$

$$[23] \quad \gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

$$[26] \quad \gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$$

$$[9] \quad w = \frac{W_w}{W_s} \quad *$$

$$[10] \quad w = e \cdot S_r \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$$

$$[11] \quad w = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$$

$$[12] \quad w = S_r \cdot \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

$$[15] \quad S_r = \frac{w}{w_{sat}} \quad (\gamma_d \text{ constant})$$

$$[18] \quad \gamma = (1+w)\gamma_d$$

$$[21] \quad \gamma = (1-n)\gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$$

$$[24] \quad \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad *$$

$$[27] \quad \gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d$$

* : relation de définition

ANNEXE II : Essai de cisaillement direct à la boîte

Echantillon à W_{opt} (%) cisailé immédiatement

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	17,3165969	0,075	18,1283124	0,075	32,4686192	0,075
0,83333333	31,789916	0,175	33,6918768	0,15	63,5798319	0,25
1,25	45,2939522	0,225	48,5682138	0,2	86,2222222	0,45
1,66666667	56,1723164	0,225	59,460452	0,35	104,124294	0,6
2,08333333	64,3914894	0,21	69,3446809	0,5	120,52766	0,75
2,5	67,1538462	0,195	80,1424501	0,65	134,307692	0,9
2,91666667	72,9928469	0,15	89,3676681	0,775	146,540773	1,025
3,33333333	80,2758621	0,1	97,2787356	0,895	157,206897	1,145
3,75	84,5425685	0,05	106,378066	0,975	167,405483	1,225
4,16666667	88,0028986	0	114,713043	1,045	176,286957	1,295
4,58333333	90,6462882	-0,05	121,991266	1,1	183,834061	1,35
5	92,4619883	-0,125	128,766082	1,15	188,894737	1,4
5,41666667	93,7239354	-0,2	133,036711	1,175	194,284875	1,425
5,83333333	94,1386431	-0,25	137,917404	1,2	199,722714	1,45
6,25	94,557037	-0,325	144,278519	1,225	202,90963	1,475
6,66666667	94,9791667	-0,375	153,005952	1,25	206,125	1,5
7,08333333	94,8251121	-0,445	156,591928	1,25	210,529148	1,5
7,5	94,0870871	-0,475	159,918919	1,275	213,807808	1,525
7,91666667	93,6349925	-0,525	162,39819	1,3	217,116139	1,55
8,33333333	93,1787879	-0,55	165,193939	1,3	220,454545	1,55
8,75			167,719939	1,3	225,299848	1,55
9,16666667			169,972477	1,3	227,816514	1,55
9,58333333			172,245776	1,3	229,462366	1,55
10			174,240741	1,3	231,42284	1,55
10,4166667			175,953488	1,3	233,702326	1,55
10,8333333			179,193146	1,3	235,700935	1,55
11,25			180,945227	1,3	238,021909	1,55
11,6666667			181,552426	1,3	240,974843	1,55
12,0833333			182,408805	1,3	242,116904	1,55
12,5			183,273302	1,3	243,269841	1,55
12,9166667			183,530159	1,3	244,433812	1,55
13,3333333			184,408293	1,3	245,608974	1,55

Echantillon à $W_{opt}+2$ (%) cisailé immédiatement

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	13,5285914	0,025	13,5285914	0,025	27,5983264	0,025
0,83333333	29,8879552	0,15	46,1904762	0,125	66,2969188	0,15
1,25	42,0196906	0,25	68,7594937	0,3	98,2278481	0,3
1,66666667	54,2542373	0,325	84,9435028	0,45	122,20904	0,45
2,08333333	63,8411348	0,375	102,365957	0,55	141,991489	0,55
2,5	71,2991453	0,395	118,831909	0,65	160,2849	0,65
2,91666667	77,7110157	0,36	132,663805	0,7	174,572246	0,675
3,33333333	84,1781609	0,325	143,270115	0,725	186,195402	0,7
3,75	89,5815296	0,275	152,008658	0,725	195,959596	0,71
4,16666667	95,5942029	0,225	160,26087	0,725	204,121739	0,71
4,58333333	99,4002911	0,175	166,608443	0,7	211,225619	0,71
5	102,105263	0,125	172,160819	0,695	217,824561	0,71
5,41666667	104,264317	0,05	176,337739	0,655	223,342144	0,7
5,83333333	105,870206	-0,045	179,693215	0,625	228,050147	0,7
6,25	106,628148	-0,125	182,791111	0,575	231,937778	0,695
6,66666667	107,970238	-0,2	184,761905	0,545	235,282738	0,66
7,08333333	110,19432	-0,25	186,460389	0,5	238,077728	0,645
7,5	111,273273	-0,31	187,591592	0,45	239,732733	0,625
7,91666667	111,776772	-0,36	188,440422	0,4	240,817496	0,575
8,33333333	112,284848	-0,41	189,29697	0,37	241,912121	0,55
8,75	112,797565	-0,45	190,161339	0,35	243,016743	0,545
9,16666667	113,314985	-0,465	191,033639	0,345	244,131498	0,525

Echantillon à $W_{opt}+4$ (%) cisailé immédiatement

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	16,7754533	0,075	11,3640167	0	21,6457462	0,1
0,83333333	30,9747899	0,2	21,7366947	0,075	48,3641457	0,35
1,25	44,4753868	0,31	51,8424754	0,125	77,7637131	0,51
1,66666667	56,1723164	0,36	72,8870056	0,2	100,288136	0,675
2,08333333	66,5929078	0,4	91,3588652	0,225	121,628369	0,8
2,5	76,5498575	0,4	111,094017	0,25	140,940171	0,91
2,91666667	84,6494993	0,35	126,002861	0,275	155,422031	1,025
3,33333333	92,5402299	0,3	138,810345	0,3	166,683908	1,075
3,75	98,5396825	0,24	148,929293	0,31	174,683983	1,125
4,16666667	104,028986	0,175	158,011594	0,31	181,066667	1,16
4,58333333	109,001456	0,1	166,608443	0,31	194,847162	1,2
5	113,450292	0,001	174,146199	0,3	201,94152	1,225
5,41666667	116,51395	-0,06	180,610866	0,275	209,098385	1,245
5,83333333	118,460177	-0,15	185,988201	0,25	216,318584	1,25
6,25	118,986667	-0,25	191,988148	0,2	222,165926	1,25
6,66666667	119,517857	-0,36	195,732143	0,125	229,220238	1,25
7,08333333	119,473842	-0,45	199,799701	0,05	233,727952	1,25
7,5	118,846847	-0,5	202,738739	-0,05	237,111111	1,25
7,91666667	117,921569	-0,55	204,826546	-0,125	242,280543	1,25
8,33333333	117,575758	-0,575	205,757576	-0,25	245,733333	1,25
8,75	117,226788	-0,595	206,697108	-0,35	248,331811	1,225
9,16666667			206,458716	-0,45	249,767584	1,2
9,58333333			205,324117	-0,55	251,21659	1,175
10			203,280864	-0,65	252,37963	1,145
10,4166667					253,553488	1,1
10,8333333					254,738318	1,095
11,25					255,934272	1,06

Echantillon à $W_{opt}+6$ (%) cisailé immédiatement

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	10,0111576	0,095	19,4811715	0,11	13,5285914	0,095
0,83333333	20,1064426	0,3	48,092437	0,25	45,6470588	0,225
1,25	29,7412096	0,5	69,8509142	0,395	76,3994374	0,4
1,66666667	41,1016949	0,625	88,2316384	0,475	104,124294	0,55
2,08333333	52,8340426	0,7	102,916312	0,55	124,930496	0,675
2,5	63,008547	0,775	114,410256	0,625	145,91453	0,8
2,91666667	71,3276109	0,825	124,337625	0,675	163,193133	0,875
3,33333333	78,3247126	0,845	133,235632	0,7	178,390805	0,95
3,75	85,1024531	0,825	142,770563	0,7	191,480519	1
4,16666667	89,9710145	0,775	146,202899	0,71	199,623188	1,025
4,58333333	94,8820961	0,7	154,74818	0,71	206,707424	1,05
5	98,7017544	0,65	162,233918	0,71	218,391813	1,06
5,41666667	102,270191	0,575	169,215859	0,7	226,760646	1,06
5,83333333	106,728614	0,525	175,973451	0,675	234,058997	1,06
6,25	109,78963	0,45	181,066667	0,65	237,398519	1,025
6,66666667	112,300595	0,375	185,916667	0,6	241,922619	1
7,08333333	113,964126	0,3	188,780269	0,525	244,167414	0,95
7,5	115,06006	0,225	189,921922	0,45	245,84985	0,925
7,91666667	115,873303	0,15	190,781297	0,375	247,254902	0,85
8,33333333	116,4	0,1	190,472727	0,3	248,378788	0,8
8,75	116,931507	0,01	189,570776	0,25	247,445967	0,75
9,16666667	116,577982	-0,06	189,253823	0,2	245,021407	0,7
9,58333333	115,625192	-0,125	188,635945	0,15	242,276498	0,65
10	114,962963	-0,195	188,012346	0,1	239,805556	0,625
10,4166667	114,294574	-0,225	187,683721	0,05	239,417054	0,6
10,8333333					254,738318	1,095
11,25					255,934272	1,06

Echantillon à $W_{opt}+8$ (%) cisailé immédiatement

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	13,5285914	0,2	24,8926081	0,175	25,9748954	0,1
0,83333333	19,0196078	0,375	50,8095238	0,375	44,0168067	0,3
1,25	33,8340366	0,5	69,5780591	0,525	76,9451477	0,5
1,66666667	43,8418079	0,6	84,9435028	0,65	104,124294	0,75
2,08333333	51,7333333	0,645	97,9631206	0,75	126,58156	0,85
2,5	58,5868946	0,65	112,19943	0,825	143,703704	0,95
2,91666667	65,776824	0,675	121,007153	0,875	158,197425	1,05
3,33333333	71,6350575	0,675	128,775862	0,925	168,913793	1,15
3,75	77,5440115	0,7	134,092352	0,975	178,323232	1,25
4,16666667	83,7855072	0,7	142,828986	0,995	184,44058	1,325
4,58333333	89,5167394	0,695	147,970888	1,01	190,328967	1,375
5	94,7309942	0,675	153,725146	1,025	199,105263	1,45
5,41666667	99,7063142	0,65	158,960352	1,045	207,958884	1,5
5,83333333	103,00885	0,6	164,241888	1,045	214,029499	1,55
6,25	107,49037	0,5	169,857778	1,045	221,878519	1,595
6,66666667	110,279762	0,45	173,214286	1,025	230,375	1,625
7,08333333	113,09417	0,375	177,760837	1	234,887892	1,645
7,5	114,477477	0,25	180,600601	0,975	238,858859	1,65
7,91666667	115,288084	0,145	183,758673	0,95	245,206637	1,65
8,33333333	115,812121	0,025	186,357576	0,9	246,321212	1,645
8,75	115,750381	-0,1	188,094368	0,875	247,445967	1,6
9,16666667	114,501529	-0,2	189,550459	0,825	248,58104	1,55
9,58333333	112,645161	-0,275	190,423963	0,775	246,746544	1,5
10	111,37037	-0,35	191,305556	0,745	247,589506	1,45
10,4166667	109,782946	-0,425	191,894574	0,675	248,139535	1,4
10,8333333			192,186916	0,625	247,183801	1,35
11,25			192,178404	0,56	244,701095	1,325
11,6666667			191,86478	0,5	245,245283	1,3
12,0833333			191,241706	0,45	244,875197	1,275
12,5			190,612698	0,425	244,193651	1,225

Echantillon à $W_{opt}-2$ (%) cisailé immédiatement

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	10,8228731	0,325	22,7280335	0,295	23,2691771	0,175
0,83333333	21,7366947	0,6	39,3977591	0,55	51,6246499	0,45
1,25	31,9240506	0,9	55,6624473	0,75	73,1251758	0,8
1,66666667	40,0056497	1,2	69,0508475	0,975	95,3559322	1
2,08333333	45,9546099	1,45	77,8751773	1,175	115,024113	1,2
2,5	51,1253561	1,7	84,011396	1,375	128,22792	1,375
2,91666667	54,6752504	1,875	91,0329041	1,525	137,104435	1,525
3,33333333	57,4195402	2	99,7873563	1,65	141,597701	1,675
3,75	60,1875902	2,125	104,138528	1,775	147,809524	1,825
4,16666667	63,8231884	2,25	107,965217	1,9	154,637681	1,975
4,58333333	66,3609898	2,45	111,260553	2,05	169,997089	2,15
5	68,6374269	2,55	116,002924	2,175	176,415205	2,275
5,41666667	71,2187959	2,65	121,071953	2,275	181,750367	2,4
5,83333333	73,5368732	2,725	125,327434	2,375	183,699115	2,55
6,25	75,8755556	2,8	129,333333	2,475	191,700741	2,65
6,66666667	77,3690476	2,85	138,571429	2,575	196,309524	2,75
7,08333333	79,1659193	2,875	141,512706	2,625	201,249626	2,825
7,5	80,1051051	2,9	144,771772	2,7	205,651652	2,9
7,91666667	81,9306184	2,925	147,475113	2,775	209,508296	2,95
8,33333333	83,1848485	2,95	149,321212	2,825	215,751515	2,99
8,75	84,4505327	2,95	153,546423	2,9	217,031963	3,05
9,16666667	85,1345566	2,975	155,140673	2,95	219,510703	3,075
9,58333333	85,8248848	3	156,749616	2,975	222,310292	3,125
10	86,8209877	3,045	157,774691	3	224,83642	3,15
10,4166667	90,8341085	3,05	159,110078	3,025	227,386047	3,175
10,8333333	91,5607477	3,05	160,760125	3,045	230,563863	3,225
11,25	91,9906103	3,05	163,943662	3,05	233,771518	3,25
11,6666667	92,4245283	3,05	164,716981	3,05	235,484277	3,25
12,0833333	92,8625592	3,05	165,804107	3,05	237,519747	3,275
12,5	93,3047619	3,05	166,593651	3,05	238,650794	3,275
12,9166667	93,7511962	3,05	167,39075	3,05	240,411483	3,3
13,3333333	94,2019231	3,05	168,195513	3,05	241,878205	3,3
13,75			169,008052		243,046699	
14,1666667			169,828479		244,226537	
14,5833333			170,656911		245,417886	

Echantillon à W_{opt} - 4 (%) cisailé immédiatement

ϵ_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	18,3988842	0,1	13,5285914	0,325	34,0920502	0,125
0,83333333	33,1484594	0,275	24,4537815	0,925	65,7535014	0,35
1,25	42,5654008	0,4	42,5654008	1,2	88,1322082	0,6
1,66666667	49,3220339	0,51	60,2824859	1,45	105,220339	0,85
2,08333333	52,8340426	0,61	73,7475177	1,65	121,903546	1,05
2,5	54,4415954	0,71	82,9059829	1,85	138,176638	1,2
2,91666667	54,6752504	0,8	91,5879828	2	151,536481	1,3
3,33333333	54,9109195	0,9	97,5574713	2,125	164,454023	1,4
3,75	57,6681097	0,975	103,578644	2,25	174,683983	1,475
4,16666667	64,9478261	1	107,402899	2,35	184,44058	1,525
4,58333333	66,643377	1,045	111,54294	2,45	190,328967	1,575
5	68,6374269	1,05	115,435673	2,525	194,567251	1,6
5,41666667	69,2246696	1,05	118,508076	2,625	202,546256	1,65
5,83333333	69,8171091	1,05	120,749263	2,7	206,589971	1,7
6,25	70,1274074	1,05	124,16	2,75	209,807407	1,725
6,66666667	70,7291667	1,05	127,60119	2,825	222,580357	1,75
7,08333333	71,0463378	1,05	130,493274	2,9	226,188341	1,775
7,5	71,3663664	1,05	133,12012	2,95	229,246246	1,8
7,91666667	71,6892911	1,05	135,770739	3,025	232,917044	1,825
8,33333333	72,8969697	1,05	139,033333	3,075	236,327273	1,845
8,75	75,5920852	1,095	142,325723	3,125	238,587519	1,85
9,16666667	75,9388379	1,1	145,351682	3,15	239,681957	1,86
9,58333333	76,2887865	1,1	146,915515	3,2	240,786482	1,86
10	76,6419753	1,11	148,493827	3,25	241,901235	1,875
10,4166667	77,6	1,11	150,086822	3,275	243,026357	1,875
10,8333333	77,9626168	1,1	151,996885	3,3	244,161994	1,875
11,25	81,971831	1,095	154,532081	3,325	245,308294	1,875
11,6666667	84,1886792	1,095	156,176101	3,35	246,465409	1,875
12,0833333	84,5876777	1,075	157,222749	3,4	247,633491	1,875
12,5	84,9904762	1,05	158,587302	3,425	248,812698	1,875
12,9166667	85,3971292	1,05	162,749601	3,45	250,00319	1,875
13,3333333	85,8076923	1,05	164,464744	3,475	251,205128	1,875
13,75	86,2222222		166,196457	3,5		
14,1666667	86,6407767		167,631068	3,5		
14,5833333	87,0634146		169,079675	3,5		
15			173,078431	3,5		
15,4166667			173,931034			

15,83333333			174,792079			
-------------	--	--	------------	--	--	--

Echantillon à W_{opt} - 6 (%) cisailé immédiatement

ϵ_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	12,93333333	0,5	15,693166	0,1	24,8926081	0,15
0,83333333	17,3165969	0,75	31,5182073	0,4	55,9719888	0,45
1,25	21,464986	0,9	50,2053446	0,7	78,0365682	0,75
1,66666667	28,9226442	1,075	64,6666667	0,975	97,5480226	0,95
2,08333333	34,2514124	1,2	76,4992908	1,225	114,748936	1,175
2,5	37,9744681	1,3	87,3276353	1,45	128,780627	1,35
2,91666667	40,9002849	1,4	97,1387697	1,625	140,989986	1,5
3,33333333	43,2961373	1,475	105,91954	1,8	151,074713	1,6
3,75	45,1551724	1,525	114,776335	1,925	159,5671	1,7
4,16666667	47,5901876	1,575	118,930435	2	167,008696	1,75
4,58333333	51,73333333	1,625	127,074236	2,075	172,256186	1,8
5	54,2183406	1,675	131,602339	2,15	177,833333	1,825
5,41666667	55,5906433	1,745	135,030837	2,2	180,895742	1,875
5,83333333	56,9750367	1,8	138,489676	2,245	184,271386	1,9
6,25	58,9439528	1,85	141,404444	2,295	187,38963	1,925
6,66666667	60,9303704	1,875	144,922619	2,345	191,401786	1,95
7,08333333	62,3571429	1,9	147,63139	2,375	194	1,975
7,5	62,9267564	1,925	150,306306	2,425	202,447447	1,995
7,91666667	63,5015015	1,925	152,742081	2,475	205,411765	2
8,33333333	64,6666667	1,975	155,493939	2,525	207,521212	2
8,75	65,2545455	1,995	157,975647	2,575	210,535769	2
9,16666667	66,4383562	1,995	160,776758	2,6	216,544343	2,01
9,58333333	67,0397554	1,995	163,305684	2,645	218,734255	2,01
10	67,3486943	1,995	165,259259	2,66	221,54321	2,01
10,4166667	67,9598765	1,995	168,434109	2,695	223,776744	2,01
10,83333333	72,1860465	1,995	169,825545	2,7	226,031153	2,01
11,25	73,1277259	2	171,230047	2,71	227,395931	2,025
11,6666667	74,685446	2,01	172,342767	2,725	228,773585	2,025
12,08333333	75,3427673	2,025	173,466035	2,75	230,470774	2,025
12,5	76,0063191	2,025	174,292063	2,75	235,263492	2,025
12,9166667	76,984127	2,025	175,744817	2,775	236,698565	2,045
13,33333333	77,661882	2,025	176,900641	2,795	238,147436	2,045
13,75	78,6570513	2	178,067633	2,8	239,922705	2,045
14,1666667	79,3494364	1,995	178,932039	2,8	241,71521	2,045
14,58333333	79,7346278	1,975	179,804878	2,8	243,209756	2,045
15	80,1235772	1,96	180,686275	2,8	244,718954	2,045
15,4166667	80,5163399			2,8	245,924466	2,045

15,8333333	80,9129721			2,8	247,141914	2,045
------------	------------	--	--	-----	------------	-------

Echantillon à W_{opt} (%) cisailé après 4 jours d'humidification

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	19,9388889	0,125	18,9400279	0,15	25,4337517	0,1
0,83333333	30,8451883	0,3	38,5826331	0,3	58,1456583	0,225
1,25	38,0392157	0,4	57,2995781	0,575	84,5850914	0,41
1,66666667	46,3853727	0,5	67,9548023	0,675	106,864407	0,575
2,08333333	55,6242938	0,6	78,7007092	0,775	130,434043	0,7
2,5	66,0425532	0,725	89,2621083	0,875	140,387464	0,8
2,91666667	74,0626781	0,8	96,0286123	0,975	155,422031	0,895
3,33333333	79,9313305	0,845	107,034483	1,05	167,798851	0,95
3,75	85,2931034	0,875	114,21645	1,125	178,04329	1
4,16666667	88,7417027	0,9	120,336232	1,175	186,689855	1,05
4,58333333	92,2202899	0,9	125,944687	1,225	193,717613	1,075
5	94,8820961	0,895	129,900585	1,25	200,239766	1,1
5,41666667	97,2836257	0,895	133,036711	1,3	205,110132	1,125
5,83333333	99,7063142	0,895	137,631268	1,345	210,59587	1,145
6,25	101,292035	0,9	141,404444	1,375	214,980741	1,15
6,66666667	103,179259	0,9	145,5	1,395	218,827381	1,16
7,08333333	104,505952	0,95	148,472347	1,4	222,418535	1,16
7,5	108,164425	0,995	152,054054	1,41	225,750751	1,175
7,91666667	109,525526	1	155,668175	1,425	228,820513	1,175
8,33333333	110,313725	1	158,139394	1,425	231,036364	1,175
8,75	111,40303	1	161,223744	1,425	233,272451	1,175
9,16666667	112,207002	1	163,149847	1,425	234,639144	1,175
9,58333333	115,094801	1	164,199693	1,41	235,72043	1,15
10	115,923195	0,975	165,259259	1,4	236,811728	1,15
10,4166667	116,459877	0,95	166,027907	1,395	237,913178	1,125
10,8333333	117,00155	0,925	166,803738	1,395	239,024922	1,125
11,25	117,548287	0,9	167,586854	1,375	240,147105	1,1
11,6666667	118,100156	0,9	168,377358	1,35	241,279874	1,075
12,0833333	118,657233	0,875	169,175355	1,325	242,423381	1,05
12,5	119,219589	0,85	169,980952	1,325	243,577778	1,05
12,9166667	119,787302	0,825	170,794258	1,3	244,743222	1
13,3333333	120,360447	0,8	171,615385	1,3	245,919872	1
13,75	120,939103	0,775	172,444444	1,275	247,10789	0,975

Echantillon à $W_{opt} + 2$ (%) cisailé après 4 jours d'humidification

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	16,2343096	0,15	28,13947	0,075	27,0571827	0,1
0,83333333	24,4537815	0,35	48,3641457	0,2	51,0812325	0,25
1,25	31,6511955	0,475	65,4852321	0,325	80,7651195	0,4
1,66666667	43,8418079	0,55	86,5875706	0,425	106,864407	0,525
2,08333333	55,5858156	0,6	102,916312	0,525	133,73617	0,61
2,5	64,6666667	0,625	117,173789	0,595	155,863248	0,675
2,91666667	71,0500715	0,61	129,888412	0,625	173,184549	0,7
3,33333333	76,9310345	0,61	141,04023	0,645	186,195402	0,725
3,75	81,7431457	0,6	150,049062	0,625	197,63925	0,75
4,16666667	86,315942	0,6	157,449275	0,6	206,933333	0,775
4,58333333	90,9286754	0,595	164,914119	0,595	214,614265	0,775
5	94,4473684	0,575	171,309942	0,575	221,22807	0,795
5,41666667	97,4273128	0,55	177,192364	0,56	228,469897	0,8
5,83333333	100,147493	0,525	181,982301	0,55	234,058997	0,8
6,25	102,317037	0,5	185,665185	0,525	240,272593	0,8
6,66666667	103,928571	0,45	188,803571	0,5	244,809524	0,8
7,08333333	104,394619	0,4	190,520179	0,475	248,807175	0,8
7,5	104,864865	0,325	191,66967	0,45	253,132132	0,8
7,91666667	105,046757	0,25	192,536953	0,425	255,740573	0,775
8,33333333	104,054545	0,2	192,530303	0,375	257,784848	0,76
8,75	103,348554	0,175	191,933029	0,35	258,961948	0,725
9,16666667	102,636086	0,15	191,330275	0,345	260,149847	0,675
9,58333333	102,215054	0,125	191,317972	0,325	260,454685	0,625
10			191,006173	0,325	260,762346	0,6
10,4166667			190,691473	0,325	260,471318	0,575
10,8333333					260,479751	0,55
11,25					260,488263	0,525

Echantillon à $W_{opt} + 4$ (%) cisailé après 4 jours d'humidification

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	15,693166	0,175	21,6457462	0,125	27,0571827	0,1
0,83333333	26,0840336	0,3	45,1036415	0,3	50,5378151	0,25
1,25	38,745429	0,4	62,7566807	0,475	81,8565401	0,4
1,66666667	50,9661017	0,475	83,8474576	0,6	111,248588	0,545
2,08333333	59,9886525	0,55	98,5134752	0,7	135,937589	0,625
2,5	67,1538462	0,595	112,752137	0,76	159,732194	0,675
2,91666667	73,2703863	0,61	123,782546	0,825	177,0701	0,725
3,33333333	80,8333333	0,675	133,793103	0,85	191,770115	0,75
3,75	85,6623377	0,675	142,770563	0,875	203,238095	0,775
4,16666667	90,5333333	0,65	150,701449	0,875	215,086957	0,775
4,58333333	94,0349345	0,6	159,266376	0,85	226,474527	0,775
5	98,1345029	0,55	165,921053	0,825	233,707602	0,775
5,41666667	101,985316	0,5	174,913363	0,795	239,295154	0,775
5,83333333	104,725664	0,475	179,120944	0,75	249,510324	0,775
6,25	106,340741	0,375	183,365926	0,725	256,942222	0,76
6,66666667	107,392857	0,36	186,494048	0,7	265,595238	0,75
7,08333333	107,874439	0,3	189,650224	0,65	267,366218	0,745
7,5	108,36036	0,25	191,66967	0,6	272,648649	0,7
7,91666667	108,26546	0,175	193,122172	0,575	276,808446	0,65
8,33333333	106,993939	0,125	194	0,5	278,654545	0,55
8,75	106,30137	0,06	194,885845	0,45	279,926941	0,475
9,16666667	105,899083	0,025	194	0,375	280,617737	0,425
9,58333333			193,105991	0,325	279,526882	0,35
10			191,604938	0,25	277,82716	0,3
10,4166667			189,488372	0,225		

Echantillon à $W_{opt} + 6$ (%) cisailé après 4 jours d'humidification

ε_h (%)	σ (100 Kpa)		σ (200 Kpa)		σ (300 Kpa)	
	τ (KPa)	ε_v (%)	τ (KPa)	ε_v (%)	τ (KPa)	ε_v (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	27,846583	0,15	34,0808926	0,125	41,9776848	0,125
0,83333333	34,2240896	0,275	47,162465	0,325	68,8655462	0,3
1,25	39,3980309	0,35	62,0309423	0,45	92,2081575	0,475
1,66666667	50,5084746	0,4	76,6045198	0,525	109,435028	0,6
2,08333333	57,9092199	0,45	88,7659574	0,6	125,540426	0,675
2,5	64,5242165	0,45	99,3333333	0,65	140,934473	0,775
2,91666667	70,769671	0,445	107,8598	0,675	152,623748	0,85
3,33333333	75,3563218	0,395	116,031609	0,7	175,545977	0,875
3,75	79,982684	0,325	122,554113	0,7	183,616162	0,925
4,16666667	83,3536232	0,25	129,997101	0,675	192,188406	0,95
4,58333333	86,3202329	0,175	136,637555	0,66	199,534207	0,975
5	90,619883	0,1	143,77193	0,645	205,637427	0,995
5,41666667	93,4258443	0,025	148,781204	0,6	211,356828	0,995
5,83333333	95,3775811	-0,05	152,955752	0,575	216,247788	0,995
6,25	96,242963	-0,15	156,284444	0,545	220,740741	0,975
6,66666667	96,672619	-0,245	160,973214	0,5	224,165179	0,96
7,08333333	97,1061286	-0,325	163,03139	0,45	226,729447	0,95
7,5	97,3198198	-0,425	164,213213	0,4	229,093093	0,945
7,91666667	96,6365008	-0,5	164,506787	0,325	230,579186	0,9
8,33333333	95,7212121	-0,595	164,125758	0,245	232,078788	0,875
8,75	95,2511416	-0,65	162,834094	0,175	233,138508	0,845
9,16666667	94,3211009	-0,7	162,669725	0,15	233,296636	0,825
9,58333333	93,8402458	-0,75	162,50384	0,125	233,456221	0,8
10	93,5848765	-0,8	161,416667	0,1	233,617284	0,775
10,4166667	92,4031008	-0,85	161,243411	0,075	233,779845	0,75
10,8333333	91,9065421	-0,9	161,068536	0,05	233,943925	0,725

Echantillon à $W_{opt} + 8$ (%) cisailé après 4 jours d'humidification

ε_h (%)	σ (100 Kpa)		σ (200 Kpa)		σ (300 Kpa)	
	τ (KPa)	ε_v (%)	τ (KPa)	ε_v (%)	τ (KPa)	ε_v (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	5,9525802	0,175	15,693166	0,1	22,1868898	0,075
0,83333333	13,5854342	0,325	40,7563025	0,26	54,8851541	0,3
1,25	26,1940928	0,425	60,5738397	0,425	81,8565401	0,5
1,66666667	37,2655367	0,575	78,9152542	0,525	107,960452	0,675
2,08333333	44,5787234	0,65	95,7617021	0,625	130,434043	0,825
2,5	52,5071225	0,725	108,883191	0,725	151,994302	0,925
2,91666667	60,5035765	0,8	119,341917	0,775	169,298999	1
3,33333333	64,1091954	0,845	129,333333	0,845	184,522989	1,075
3,75	70,5454545	0,875	142,770563	0,875	197,079365	1,125
4,16666667	75,9130435	0,895	149,014493	0,9	208,057971	1,175
4,58333333	81,8922853	0,875	157,572052	0,895	218,002911	1,21
5	87,0730994	0,845	163,935673	0,875	227,467836	1,245
5,41666667	90,5903084	0,81	169,785609	0,845	235,306902	1,275
5,83333333	96,1415929	0,775	173,970501	0,8	242,643068	1,3
6,25	99,7303704	0,725	178,192593	0,745	250,044444	1,3
6,66666667	102,77381	0,675	183,607143	0,675	256,068452	1,3
7,08333333	104,394619	0,625	186,460389	0,65	262,146487	1,3
7,5	105,156156	0,545	188,756757	0,61	266,822823	1,3
7,91666667	105,631976	0,45	190,781297	0,56	270,371041	1,275
8,33333333	105,524242	0,375	191,942424	0,5	272,187879	1,25
8,75	104,52968	0,295	192,818874	0,45	274,021309	1,21
9,16666667	103,229358	0,225	193,406728	0,395	275,278287	1,195
9,58333333	102,513057	0,2	193,105991	0,325	276,546851	1,145
10	101,790123	0,195	192,503086	0,275	277,228395	1,1
10,4166667	100,458915	0,175	191,593798	0,25	277,916279	1,075
10,8333333					277,70405	1,05
11,25					276,882629	1,025

Echantillon à $W_{opt} - 2$ (%) cisailé après 4 jours d'humidification

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	10,8228731	0,16	20,5634589	0,225	18,9400279	0,095
0,83333333	22,8235294	0,425	38,5826331	0,45	32,605042	0,275
1,25	30,0140647	0,7	54,5710267	0,65	55,6624473	0,5
1,66666667	36,4435028	0,925	65,7627119	0,85	73,9830508	0,75
2,08333333	40,7262411	1,1	75,3985816	1,025	88,6070922	0,925
2,5	46,7037037	1,3	83,4586895	1,2	103,908832	1,1
2,91666667	51,3447783	1,445	91,0329041	1,325	118,23176	1,3
3,33333333	56,3045977	1,575	99,2298851	1,425	129,890805	1,425
3,75	59,9076479	1,7	105,258297	1,55	139,411255	1,56
4,16666667	62,9797101	1,85	109,652174	1,675	149,014493	1,675
4,58333333	66,0786026	1,945	114,084425	1,75	158,701601	1,825
5	69,7719298	2,025	117,988304	1,85	166,204678	1,925
5,41666667	72,3582966	2,075	122,496329	1,925	173,204112	1,95
5,83333333	74,3952802	2,125	125,899705	2	179,120944	2,025
6,25	76,162963	2,15	130,482963	2,06	183,940741	2,1
6,66666667	78,5238095	2,175	133,952381	2,1	189,092262	2,15
7,08333333	80,0358744	2,175	138,612855	2,15	193,710015	2,225
7,5	80,978979	2,195	142,732733	2,175	198,078078	2,275
7,91666667	81,9306184	2,195	145,719457	2,2	201,900452	2,35
8,33333333	82,3030303	2,2	148,733333	2,225	204,875758	2,375
8,75	83,2694064	2,2	152,95586	2,25	208,764079	2,425
9,16666667	86,0244648	2,21	155,437309	2,26	212,688073	2,475
9,58333333	87,0168971	2,245	157,941628	2,3	216,052227	2,525
10	88,0185185	2,26	160,169753	2,31	219,148148	2,575
10,4166667	89,0294574	2,295	161,516279	2,325	222,573643	2,6
10,8333333	89,7476636	2,3	162,573209	2,325	226,333333	2,645
11,25	90,4726135	2,31	163,336463	2,325	228,913928	2,66
11,6666667	90,8993711	2,31	164,106918	2,325	231,213836	2,675
12,0833333	91,6366509	2,31	164,884676	2,3	233,842022	2,695
12,5	92,0730159	2,3	165,669841	2,295	235,571429	2,695
12,9166667	92,5135566	2,275	166,46252	2,275	237,007974	2,695
13,3333333	93,2692308	2,25	167,262821	2,275	238,147436	2,695
13,75	93,7198068	2,25	168,070853	2,275	239,297907	2,695
14,1666667	94,1747573	2,25	168,886731	2,275	240,459547	2,695
14,5833333	94,6341463	2,25	169,710569	2,275	241,63252	2,695
15	95,0980392	2,25	170,542484	2,275	242,816993	2,695
15,4166667	95,5665025	2,25	171,382594	2,275	244,013136	2,695

Echantillon à $W_{opt} - 4$ (%) cisailé après 4 jours d'humidification

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	16,2343096	0,225	17,8577406	0,25	30,3040446	0,175
0,83333333	29,3445378	0,5	27,7142857	0,5	61,9495798	0,35
1,25	32,1969058	0,75	43,6568214	0,725	81,8565401	0,595
1,66666667	40,5536723	0,95	55,3502825	0,95	100,288136	0,775
2,08333333	47,3304965	1,125	65,4921986	1,15	119,42695	0,95
2,5	53,6125356	1,25	74,0626781	1,3	132,649573	1,1
2,91666667	56,6180258	1,35	83,2618026	1,45	143,2103	1,2
3,33333333	61,8793103	1,425	89,1954023	1,55	150,517241	1,3
3,75	65,5064935	1,5	97,1399711	1,65	157,887446	1,375
4,16666667	66,3536232	1,55	102,904348	1,7	163,072464	1,45
4,58333333	69,4672489	1,6	107,871907	1,775	167,737991	1,525
5	72,0409357	1,65	112,315789	1,825	171,309942	1,6
5,41666667	74,0675477	1,7	115,659325	1,875	174,913363	1,7
5,83333333	75,539823	1,725	119,60472	1,9	179,40708	1,775
6,25	76,7377778	1,75	123,01037	1,945	183,078519	1,85
6,66666667	77,6577381	1,775	125,291667	1,96	186,494048	1,9
7,08333333	78,2959641	1,85	127,593423	1,975	190,230194	2
7,5	79,2312312	1,85	130,207207	2	192,252252	2,05
7,91666667	81,9306184	1,85	132,844646	2	194,877828	2,1
8,33333333	83,7727273	1,85	134,918182	2	199,290909	2,15
8,75	85,0410959	1,85	137,601218	2,025	201,38204	2,225
9,16666667	85,4311927	1,85	139,715596	2,045	204,085627	2,275
9,58333333	85,8248848	1,85	140,65745	2,05	207,410138	2,325
10	86,8209877	1,85	141,907407	2,05	209,867284	2,375
10,4166667	87,8263566	1,85	143,168992	2,06	212,046512	2,4
10,8333333	88,2367601	1,85	144,442368	2,06	213,943925	2,445
11,25	88,6510172	1,85	145,7277	2,06	216,466354	2,455
11,6666667	89,0691824	1,85	146,720126	2,06	220,232704	2,495
12,0833333	89,4913112	1,86	147,721959	2,06	224,034755	2,5
12,5	89,9174603	1,86	148,425397	2,05	225,101587	2,5
12,9166667	90,3476874	1,86	149,444976	2,05	226,178628	2,51
13,3333333	90,7820513	1,86	150,474359	2,05	228,509615	2,51
13,75			151,201288	2,05	231,175523	2,525
14,1666667			151,935275	2,05	232,297735	2,525
14,5833333			152,676423	2,05	233,430894	2,525
15			153,424837	2,05	234,575163	2,525
15,4166667			154,180624	2,05	235,730706	2,525

Echantillon à $W_{opt} - 6$ (%) cisailé après 4 jours d'humidification

ε_h (%)	σ (100 KPa)		σ (200 KPa)		σ (300 KPa)	
	τ (KPa)	ε_v (%)	τ (KPa)	ε_v (%)	τ (300KPa)	ε_v (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	9,74058577	0,175	16,2343096	0,15	20,5634589	0,1
0,83333333	15,2156863	0,55	28,8011204	0,45	40,7563025	0,3
1,25	20,7369902	1,05	57,8452883	0,7	66,0309423	0,595
1,66666667	29,0451977	1,225	69,0508475	0,925	86,039548	0,8
2,08333333	35,7730496	1,4	78,7007092	1,1	105,11773	0,975
2,5	42,5584046	1,55	87,3276353	1,25	120,490028	1,175
2,91666667	49,9570815	1,7	95,4735336	1,4	131,553648	1,325
3,33333333	54,3534483	1,825	103,132184	1,55	142,155172	1,45
3,75	58,2279942	1,95	109,177489	1,65	153,968254	1,55
4,16666667	61,8550725	2,05	113,588406	1,725	162,510145	1,625
4,58333333	64,3842795	2,125	116,908297	1,795	170,561863	1,675
5	67,502924	2,175	118,555556	1,8	176,69883	1,725
5,41666667	69,5095448	2,2	122,496329	1,845	181,750367	1,75
5,83333333	71,5339233	2,25	123,610619	1,85	185,415929	1,775
6,25	73,5762963	2,3	124,734815	1,875	189,688889	1,8
6,66666667	75,0595238	2,325	125,869048	1,9	192,556548	1,825
7,08333333	75,9760837	2,375	128,173393	1,925	196,31988	1,85
7,5	76,9009009	2,425	131,081081	1,95	199,243243	1,86
7,91666667	79,5897436	2,45	132,259427	1,96	201,315234	1,875
8,33333333	80,5393939	2,5	133,154545	1,975	203,112121	1,9
8,75	81,2024353	2,51	134,057839	2	206,697108	1,9
9,16666667	82,1681957	2,525	135,266055	2	208,238532	1,91
9,58333333	83,4408602	2,545	138,869432	2	210,092166	1,925
10	86,2222222	2,545	140,111111	2	211,66358	1,925
10,4166667	86,6232558	2,545	140,762791	2	212,948837	1,925
10,8333333	87,6323988	2,525	141,420561	2	214,246106	1,925
11,25	88,3474178	2,51	142,388106	2	215,251956	1,925
11,6666667	89,0081761	2,51	143,36478	2	216,267296	1,95
12,0833333	89,4913112	2,51	144,044234	2,025	217,292259	1,96
12,5	90,8412698	2,545	144,730159	2,045	218,326984	1,975
12,9166667	93,4417863	2,55	145,422648	2,045	219,371611	1,975
13,3333333	93,8910256	2,575	146,121795	2,045	220,426282	1,975
13,75	94,6570048	2,575	146,827697	2,05	221,491143	1,975
14,1666667	95,1165049	2,575	147,540453	2,05	222,566343	1,975
14,5833333	95,895935	2,575	148,260163	2,05	223,652033	1,975
15	96,3660131	2,575	148,986928	2,05	224,748366	1,975
15,4166667	96,8407225	2,575	149,720854	2,05	225,855501	1,975
15,8333333	97,320132	2,575	150,462046	2,05	226,973597	1,975

Echantillon à l'optimum cisailé après 10 jours d'humidification

ϵ_h (%)	σ (100 KPa)		σ (200 KPa)		σ (300 KPa)	
	τ (KPa)	ϵ_v (%)	τ (KPa)	ϵ_v (%)	τ (KPa)	ϵ_v (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	20,0223152	0,175	36,2566248	0,1	23,8103208	0,125
0,83333333	30,9747899	0,55	45,1036415	0,39	45,6470588	0,36
1,25	38,1997187	0,85	52,9338959	0,65	65,4852321	0,625
1,66666667	46,5819209	1,025	68,5028249	0,825	80,0112994	0,875
2,08333333	55,8609929	1,15	87,2312057	1	93,5602837	1,15
2,5	66,3247863	1,3	97,2763533	1,11	104,461538	1,35
2,91666667	74,3805436	1,475	104,354793	1,225	114,901288	1,575
3,33333333	80,2758621	1,65	110,37931	1,325	125,988506	1,725
3,75	85,6623377	1,775	115,616162	1,45	135,492063	1,875
4,16666667	89,1275362	1,9	119,211594	1,55	144,515942	1,995
4,58333333	92,6229985	2,05	123,120815	1,675	151,924309	2,1
5	95,2982456	2,125	125,929825	1,775	158,263158	2,175
5,41666667	97,712188	2,225	129,903084	1,895	164,088106	2,275
5,83333333	100,147493	2,35	135,056047	1,95	169,39233	2,375
6,25	101,742222	2,475	139,105185	2,05	173,594074	2,45
6,66666667	103,639881	2,55	142,613095	2,125	178,410714	2,55
7,08333333	104,974589	2,65	146,152466	2,2	180,950673	2,65
7,5	108,651652	2,825	149,141141	2,25	185,843844	2,75
7,91666667	110,021116	2,875	152,449472	2,325	190,196078	2,8
8,33333333	110,815152	2,925	154,024242	2,4	193,412121	2,875
8,75	111,911172	2,975	155,318113	2,445	196,362253	2,925
9,16666667	112,721713	2,995	156,030581	2,475	198,746177	2,95
9,58333333	115,625192	3	157,643625	2,525	199,662058	2,995
10	116,459877	3,01	158,373457	2,55	200,885802	3,01
10,4166667	117,00155	3,1	159,110078	2,575	202,421705	3,045
10,8333333	117,548287	3,1	160,457944	2,6	203,367601	3,06
11,25	118,100156	3,1	161,211268	2,625	204,322379	3,095
11,6666667	118,657233	3,1	161,971698	2,65	205,286164	3,095
12,0833333	119,219589	3,1	162,739336	2,7	206,259084	3,095
12,5			163,514286	2,7	207,24127	3,095
12,9166667			164,296651	2,7	208,232855	3,095
13,3333333			165,086538	2,7	209,233974	3,095
13,75			165,884058	2,7	210,244767	3,095
14,1666667			166,68932	2,7	211,265372	3,095

Echantillon à l'optimum+6% cisailé après 10 jours d'humidification

ε_h (%)	σ (100 KPa)		σ (200 KPa)		σ (300 KPa)	
	τ (KPa)	ε_v (%)	τ (KPa)	ε_v (%)	τ (KPa)	ε_v (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	13,5285914	0,15	16,2343096	0,075	21,6457462	0,05
0,83333333	24,4537815	0,25	30,9747899	0,325	30,9747899	0,175
1,25	30,559775	0,35	44,2025316	0,525	54,5710267	0,325
1,66666667	46,5819209	0,395	63,0225989	0,675	82,2033898	0,45
2,08333333	54,4851064	0,395	78,1503546	0,75	101,815603	0,55
2,5	61,9031339	0,375	92,8547009	0,875	124,911681	0,625
2,91666667	74,3805436	0,325	109,905579	0,99	145,985694	0,725
3,33333333	80,8333333	0,275	122,643678	1,05	167,241379	0,775
3,75	85,1024531	0,2	134,372294	1,1	185,881674	0,825
4,16666667	88,8463768	0,145	144,515942	1,11	200,185507	0,85
4,58333333	92,6229985	0,06	154,183406	1,11	212,919942	0,895
5	95,2982456	-0,025	162,80117	1,1	226,900585	0,9
5,41666667	97,4273128	-0,095	172,634361	1,075	238,155653	0,925
5,83333333	104,439528	-0,16	178,548673	1,025	248,938053	0,945
6,25	105,191111	-0,21	186,814815	1	260,391111	1,025
6,66666667	105,660714	-0,26	192,267857	0,95	270,791667	1,01
7,08333333	106,134529	-0,295	196,609865	0,9	277,80568	1
7,5	106,03003	-0,3	199,243243	0,825	286,048048	0,975
7,91666667	105,924585	-0,35	200,730015	0,775	291,146305	0,95
8,33333333	105,818182	-0,375	201,054545	0,725	292,763636	0,9
8,75	105,120244	-0,4	200,791476	0,675	297,053272	0,85
9,16666667	104,415902	-0,45	200,525994	0,625	298,415902	0,8
9,58333333	103,705069	-0,5	200,258065	0,575	298,897081	0,725
10					298,185185	0,675
10,4166667					295,962791	0,625
10,8333333					292,510903	0,6

Echantillon à l'optimum-6% cisailé après 10 jours d'humidification

ϵ_h (%)	σ (100 KPa)		σ (200 KPa)		σ (300 KPa)	
	τ (KPa)	ϵ_v (%)	τ (KPa)	ϵ_v (%)	τ (KPa)	ϵ_v (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	13,5285914	0,175	13,5285914	0,11	30,3040446	0,175
0,83333333	33,6918768	0,325	26,627451	0,425	58,6890756	0,41
1,25	37,1082982	0,425	44,2025316	0,65	80,7651195	0,65
1,66666667	38,9096045	0,5	60,2824859	0,875	100,836158	0,845
2,08333333	41,8269504	0,625	70,9957447	1,075	115,574468	1
2,5	44,2165242	0,65	81,8005698	1,275	128,780627	1,15
2,91666667	47,1816881	0,7	92,1430615	1,45	139,879828	1,3
3,33333333	51,2873563	0,75	102,017241	1,6	150,517241	1,45
3,75	55,4285714	0,775	111,417027	1,725	159,5671	1,55
4,16666667	59,0434783	0,8	118,086957	1,845	167,008696	1,625
4,58333333	62,6899563	0,8	124,815138	1,925	173,950509	1,7
5	69,2046784	0,8	130,467836	2,025	181,520468	1,8
5,41666667	73,4977974	0,8	136,170338	2,1	185,73862	1,85
5,83333333	81,2625369	0,8	139,634218	2,15	190,566372	1,9
6,25	86,2222222	0,81	143,703704	2,2	196,586667	1,975
6,66666667	89,4940476	0,825	146,654762	2,25	200,35119	2,05
7,08333333	91,3452915	0,845	149,632287	2,3	204,149477	2,1
7,5	92,9219219	0,85	152,054054	2,35	210,312312	2,15
7,91666667	95,0980392	0,86	154,790347	2,4	215,360483	2,21
8,33333333	95,8242424	0,875	158,139394	2,45	219,278788	2,26
8,75	97,1476408	0,875	161,223744	2,525	223,82344	2,31
9,16666667	98,4831804	0,895	164,929664	2,575	227,223242	2,35
9,58333333	98,93702	0,9	168,669739	2,6	230,058372	2,395
10	99,3950617	0,9	170,947531	2,625	233,518519	2,41
10,4166667	99,8573643	0,9	173,246512	2,65	236,710078	2,45
10,8333333	100,323988	0,9	176,17134	2,675	239,327103	2,46
11,25	100,794992	0,9	178,516432	2,675	241,665102	2,5
11,6666667	101,27044	0,9	179,968553	2,695	244,940252	2,51
12,0833333	101,750395	0,9	181,434439	2,7	247,020537	2,545
12,5	102,234921	0,9	183,222222	2,71	248,196825	2,55
12,9166667			184,717703	2,745	249,38437	2,575
13,3333333			185,916667	2,745	250,583333	2,6
13,75			186,814815	2,745	251,793881	2,6
14,1666667			187,721683	2,745	253,016181	2,6
14,5833333			188,637398	2,745	254,250407	2,6
15			189,562092	2,745	255,496732	2,6
15,4166667			190,495895	2,745	256,755337	2,6
15,8333333			191,438944	2,745	258,026403	2,6

Echantillon à l'état saturé cisailé après 4 jours d'humidification

ε_h (%)	$\sigma = 100$ (KPa)		$\sigma = 200$ (KPa)		$\sigma = 300$ (KPa)	
	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)	τ (KPa)	$\square v$ (%)
0	0	0	0	0	0	0
0,41666667	8,11715481	0,15	28,6806137	0,125	16,7754533	0,35
0,83333333	13,5854342	0,3	46,1904762	0,45	22,8235294	0,725
1,25	16,6441632	0,375	63,8481013	0,725	44,7482419	1,06
1,66666667	20,2768362	0,445	70,6949153	1	66,8587571	1,325
2,08333333	23,6652482	0,475	75,9489362	1,2	80,9021277	1,5
2,5	27,0826211	0,5	78,4843305	1,35	99,4871795	1,65
2,91666667	30,5293276	0,525	79,3762518	1,475	103,244635	1,75
3,33333333	32,8908046	0,525	80,5545977	1,6	118,741379	1,9
3,75	35,5526696	0,55	87,3419913	1,675	130,453102	2
4,16666667	38,2376812	0,55	88,8463768	1,75	138,330435	2,1
4,58333333	40,0989811	0,55	90,363901	1,775	146,841339	2,225
5	45,6637427	0,575	91,3274854	1,825	153,157895	2,275
5,41666667	47,5741557	0,575	91,1600587	1,85	158,390602	2,325
5,83333333	49,7876106	0,575	101,0059	1,9	163,669617	2,35
6,25	52,3081481	0,575	101,454815	1,91	166,696296	2,375
6,66666667	53,1190476	0,575	102,196429	1,95	171,482143	2,375
7,08333333	53,6472347	0,575	102,654709	1,96	175,730942	2,375
7,5	54,4714715	0,575	103,117117	1,975	176,522523	2,395
7,91666667	55,5957768	0,575	103,58371	1,995	177,321267	2,4
8,33333333	56,1424242	0,575	104,054545	2	178,127273	2,4
8,75	56,9893455	0,575	104,52968	2	178,940639	2,425
9,16666667	59,3272171	0,575	105,009174	2	179,761468	2,45
9,58333333	63,1766513			2,01	180,589862	2,45
10	63,4691358			2,01	181,425926	2,45
10,4166667	63,7643411			2,1	182,269767	2,45
10,8333333	64,0623053			2,1	183,121495	2,45
11,25	64,3630673			2,1	183,981221	2,45
11,6666667	64,6666667			2,1	184,849057	2,425
12,0833333				2,1	185,725118	

ANNEXE III : Essai de compressibilité à l'œdomètre

Variation de l'indice des vides (Δe).

Pourcentage d'eau (%)	m_s (g)	S (mm ²)	H_0 (mm)	h_p (mm)	H (mm)	e
W opt - 4 %	160.6	4418	20	14.54	20 - Δh	$(H-h_p)/h_p$
W opt - 2 %	154.7	4418	20	14	20 - Δh	$(H-h_p)/h_p$
W opt %	166.9	4418	20	15.11	20 - Δh	$(H-h_p)/h_p$
W opt +2%	172.4	4418	20	15.61	20 - Δh	$(H-h_p)/h_p$
W opt +4 %	161.3	4418	20	14.6	20 - Δh	$(H-h_p)/h_p$
W opt +6 %	164	4418	20	14.85	20 - Δh	$(H-h_p)/h_p$

Echantillon humidifié à W_{opt} (%)

S0 (cm2)	charge (kg)	contrainte	h_0	Δh (mm)	$h=h_0-\Delta h$	h_p	e
44,15625	5	11,3234253	20	0,32	19,68	15,11	0,30244871
44,15625	10	22,6468507	20	0,39	19,61	15,11	0,29781602
44,15625	20	45,2937013	20	0,46	19,54	15,11	0,29318332
44,15625	40	90,5874027	20	0,56	19,44	15,11	0,28656519
44,15625	80	181,174805	20	0,75	19,25	15,11	0,27399073
44,15625	160	362,349611	20	1,07	18,93	15,11	0,25281271
44,15625	320	724,699222	20	1,515	18,485	15,11	0,22336201
44,15625	640	1449,39844	20	2,17	17,83	15,11	0,18001324
44,15625	1280	2898,79689	20	2,88	17,12	15,11	0,13302449
44,15625	640	1449,39844	20	2,87	17,13	15,11	0,1336863
44,15625	320	724,699222	20	2,78	17,22	15,11	0,13964262
44,15625	160	362,349611	20	2,69	17,31	15,11	0,14559894
44,15625	40	90,5874027	20	2,51	17,49	15,11	0,15751158
44,15625	20	45,2937013	20	2,44	17,56	15,11	0,16214428
44,15625	10	22,6468507	20	2,34	17,66	15,11	0,16876241
44,15625	5	11,3234253	20	2,25	17,75	15,11	0,17471873

Echantillon humidifié à $W_{opt} + 2(\%)$

S0 (cm2)	charge (kg)	σ' (Kpa)	h0	Δh	$h=H-\Delta h$	hp	e
44,15625	5	11,3234253	20	0,1875	19,8125	15,61	0,26921845
44,15625	10	22,6468507	20	0,375	19,625	15,61	0,25720692
44,15625	20	45,2937013	20	0,60	19,4	15,61	0,24279308
44,15625	40	90,5874027	20	0,89	19,11	15,61	0,22421525
44,15625	80	181,174805	20	1,21	18,788	15,61	0,20358744
44,15625	160	362,349611	20	1,55	18,45	15,61	0,18193466
44,15625	320	724,699222	20	1,89	18,11	15,61	0,16015375
44,15625	640	1449,39844	20	2,23	17,77	15,61	0,13837284
44,15625	1280	2898,79689	20	2,71	17,29	15,61	0,10762332
44,15625	640	1449,39844	20	2,67	17,33	15,61	0,11018578
44,15625	320	724,699222	20	2,59	17,41	15,61	0,1153107
44,15625	160	362,349611	20	2,52	17,48	15,61	0,119795
44,15625	40	90,5874027	20	2,37	17,63	15,61	0,12940423
44,15625	20	45,2937013	20	2,28	17,718	15,61	0,13504164
44,15625	10	22,6468507	20	2,22	17,78	15,61	0,13901345
44,15625	5	11,3234253	20	2,18	17,82	15,61	0,14157591

Echantillon humidifié à $W_{opt} + 4(\%)$

S0 (cm2)	charge (kg)	contrainte	h0	Δh (mm)	$h=h0-\Delta h$	hp	e
44,15625	5	11,3234253	20	0,45	19,55	14,6	0,3390411
44,15625	10	22,6468507	20	0,75	19,25	14,6	0,31849315
44,15625	20	45,2937013	20	1,075	18,925	14,6	0,29623288
44,15625	40	90,5874027	20	1,529	18,471	14,6	0,26513699
44,15625	80	181,174805	20	2,025	17,975	14,6	0,23116438
44,15625	160	362,349611	20	2,56	17,44	14,6	0,19452055
44,15625	320	724,699222	20	2,9	17,1	14,6	0,17123288
44,15625	640	1449,39844	20	3,155	16,845	14,6	0,15376712
44,15625	1280	2898,79689	20	3,715	16,285	14,6	0,11541096
44,15625	640	1449,39844	20	3,635	16,365	14,6	0,12089041
44,15625	320	724,699222	20	3,525	16,475	14,6	0,12842466
44,15625	160	362,349611	20	3,385	16,615	14,6	0,1380137
44,15625	40	90,5874027	20	3,195	16,805	14,6	0,1510274
44,15625	20	45,2937013	20	3,1	16,9	14,6	0,15753425
44,15625	10	22,6468507	20	3	17	14,6	0,16438356
44,15625	5	11,3234253	20	2,9	17,1	14,6	0,17123288

Echantillon humidifié à $W_{opt}+6$ (%)

S0 (cm2)	charge (kg)	contrainte	h0	Δh (mm)	$h=h_0-\Delta h$	hp	e
44,15625	5	11,3234253	20	0,55	19,45	14,85	0,30976431
44,15625	10	22,6468507	20	0,72	19,28	14,85	0,2983165
44,15625	20	45,2937013	20	0,89	19,11	14,85	0,28686869
44,15625	40	90,5874027	20	1,18	18,82	14,85	0,26734007
44,15625	80	181,174805	20	1,552	18,448	14,85	0,24228956
44,15625	160	362,349611	20	2	18	14,85	0,21212121
44,15625	320	724,699222	20	2,45	17,55	14,85	0,18181818
44,15625	640	1449,39844	20	2,985	17,015	14,85	0,14579125
44,15625	1280	2898,79689	20	3,55	16,45	14,85	0,10774411
44,15625	640	1449,39844	20	3,48	16,52	14,85	0,11245791
44,15625	320	724,699222	20	3,41	16,59	14,85	0,11717172
44,15625	160	362,349611	20	3,335	16,665	14,85	0,12222222
44,15625	40	90,5874027	20	3,205	16,795	14,85	0,13097643
44,15625	20	45,2937013	20	3,105	16,895	14,85	0,13771044
44,15625	10	22,6468507	20	3	17	14,85	0,14478114
44,15625	5	11,3234253	20	2,9	17,1	14,85	0,15151515

Echantillon humidifié à $W_{opt}-2$ (%)

S0 (cm2)	charge (kg)	contrainte	h0	Δh (mm)	$h=h_0-\Delta h$	hp	e
44,15625	5	11,3234253	20	0,1	19,9	14	0,42142857
44,15625	10	22,6468507	20	0,15	19,85	14	0,41785714
44,15625	20	45,2937013	20	0,18	19,82	14	0,41571429
44,15625	40	90,5874027	20	0,585	19,415	14	0,38678571
44,15625	80	181,174805	20	1,445	18,555	14	0,32535714
44,15625	160	362,349611	20	2,2	17,8	14	0,27142857
44,15625	320	724,699222	20	2,7	17,3	14	0,23571429
44,15625	640	1449,39844	20	3,195	16,805	14	0,20035714
44,15625	1280	2898,79689	20	3,875	16,125	14	0,15178571
44,15625	640	1449,39844	20	3,8	16,2	14	0,15714286
44,15625	320	724,699222	20	3,69	16,31	14	0,165
44,15625	160	362,349611	20	3,545	16,455	14	0,17535714
44,15625	40	90,5874027	20	3,32	16,68	14	0,19142857
44,15625	20	45,2937013	20	3,2	16,8	14	0,2
44,15625	10	22,6468507	20	3,1	16,9	14	0,20714286
44,15625	5	11,3234253	20	3	17	14	0,21428571

Echantillon humidifié à W_{opt} - 4(%)

S0 (cm2)	charge (kg)	contrainte	h0	Δh (mm)	$h=h0-\Delta h$	hp	e
44,15625	5	11,3234253	20	0,14	19,86	14,54	0,36588721
44,15625	10	22,6468507	20	0,154	19,846	14,54	0,36492435
44,15625	20	45,2937013	20	0,179	19,821	14,54	0,36320495
44,15625	40	90,5874027	20	0,19	19,81	14,54	0,36244842
44,15625	80	181,174805	20	0,505	19,495	14,54	0,34078404
44,15625	160	362,349611	20	1,055	18,945	14,54	0,30295736
44,15625	320	724,699222	20	1,81	18,19	14,54	0,25103164
44,15625	640	1449,39844	20	2,585	17,415	14,54	0,1977304
44,15625	1280	2898,79689	20	3,335	16,665	14,54	0,14614856
44,15625	640	1449,39844	20	3,27	16,73	14,54	0,15061898
44,15625	320	724,699222	20	3,199	16,801	14,54	0,15550206
44,15625	160	362,349611	20	3,125	16,875	14,54	0,16059147
44,15625	40	90,5874027	20	2,985	17,015	14,54	0,17022008
44,15625	20	45,2937013	20	2,9	17,1	14,54	0,17606602
44,15625	10	22,6468507	20	2,85	17,15	14,54	0,17950481
44,15625	5	11,3234253	20	2,79	17,21	14,54	0,18363136