

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par : Douakha Haroun

Mohamedatni Hamza

Thème : Amélioration des sols

Sous la direction de : Dr. Rouaigui Ammar

Juin 2018

Remercîment

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à Dieu Le Tout puissant qui grâce à son aide nous avons terminé ce modeste travail

Nous tenons à remercier chaleureusement notre promoteur Rouaiguia Ammare pour son aide et son encadrement, ses encouragements et surtout sa compréhension durant toute la période de préparation de ce mémoire.

Nous remercions également l'honorable jury qui a bien voulu examiner notre travail

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs d'université de 8 mai 1945 'Guelma', pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation.

Je tiens à remercier particulièrement tous les membres du Département de Génie Civil

Pour leurs soutiens et leurs aides

Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements, particulièrement

Merci à vous tous.

DÉDICACE

Dédicace Je dédie ce projet :

A ma chère mère

A mon cher père

*Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir
et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs*

. A mes frères

Oussama, ayhem, Asma ,samah ,amira ,hanadi

A ma femme

Aya

A mon cher binôme Mohamedatni Hamza

Pour sa entente et sa sympathie.

Fethi et Nabil,

Pour leurs indefectibles soutiens et leurs patiences infinies.

*A mes chères ami(e)s Youcef, Nabil, Amar,Ibrahim ,Ramzi, Anis, Akram,
Oussama, Raouf ,Djihad.....ext*

*Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles. A toute ma famille,
A tous mes autres ami(e)s, A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.*

Merci

DÉDICACE

Dédicace Je dédie ce projet :

A ma chère mère

A mon cher père

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs

. A mes frères

A ma chère sœur, Pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études. A mon cher grand-père, Qui je souhaite une bonne santé.

A mon cher binôme Douakha Haroun

Pour sa entente et sa sympathie.

NABIL et FETHI,

Pour leurs indéfectibles soutiens et leurs patiences infinies.

*A mes chères ami(e)s MOHAMED, LOTFI, ISLAM, ADEL, NEJMO, ,
MOUADH, OUSSAMA, MAMI, SAMIR
, SARA, WARDA, SOUMIA.....ext*

*Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles. A toute ma famille,
A tous mes autres ami(e)s, A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.*

Merci

Résumé

L'objectif principal de cette étude est d'examiner l'utilisation des fibres plastiques et de la chaux aux applications géotechniques et d'évaluer les effets de ces produits sur la résistance du sol par l'exécution des essais de compactage Proctor normal et de compression simple. Les résultats obtenus sont comparés pour différents essais et des conclusions sont tirées sur l'utilisation et l'efficacité des fibres plastiques et de la chaux en remplacement de fondation profonde ou radier, comme une approche rentable.

L'amélioration des sols par l'utilisation des fibres plastiques distribuées au hasard c'est une technique qui a été utilisée avec succès pour une variété d'applications telles que la stabilisation des pentes, plate-forme de la route etc. C'est une technique relativement simple pour l'amélioration du sol et dispose d'un énorme potentiel en tant qu'une solution efficace à de nombreux problèmes géotechniques. L'amélioration des sols avec l'addition de la chaux, est une technique aisée à mettre en œuvre, économique et efficace. Elle permet surtout d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de bonne qualité.

Dans cette étude, un nombre d'essais de compression simple sans confinement et de compactage (Proctor normal) ont été effectuées sur l'échantillon de sol sans et avec différents pourcentages de fibres plastiques et de la chaux. Les fibres plastiques sont similaires aux racines des arbres et de la végétation qui fournissent un excellent ingrédient pour améliorer les sols et la stabilité des pentes naturelles.

L'addition de la chaux et des fibres plastiques ont influencés positivement la densité sèche maximale après compactage et la résistance de compression.

Mots clés :

Chaux, fibres plastiques, compactage Proctor, résistance de compression, amélioration des sols.

Abstract

The main objective of this study is to examine the use of plastic fibers and lime in geotechnical applications and to assess the effects of these products on the resistance of the soil by carrying out Proctor compaction and unconfined simple compression tests. The obtained results are compared for different tests and conclusions can be drawn on the use and the efficiency of the plastic fibers and lime in replacement of deep foundation or raft, as a profitable approach.

The improvement of soil by randomly distributed plastic fibers has successfully been used in a variety of applications such as slope stabilization, road subgrade and sub base etc. This is a relatively simple technique for ground improvement and has tremendous potential as a cost effective solution to many geotechnical problems. The improvement of soils with the addition of lime is a technique easy to implement, economical and efficient. It avoids both the rejection of unsuitable soils during heavy earthworks and the use of good quality borrowed materials from other site.

In this study, a number of unconfined simple compression and compaction (normal Proctor) tests were performed on the soil sample without and with different percentages of plastic fibers and lime.

Plastic fibers are similar to the roots of trees and vegetation which provide an excellent ingredient to improve the soils and the stability of natural slopes.

The addition of lime and plastic fibers are significantly influenced the maximum dry density (after compaction) and the compressive strength.

Keywords: Lime, plastic fibres, Proctor compaction, compression resistance, soil improvement.

Sommaire

CHAPITRE 1 : caractéristiques des sols

1.1 Définition des sols	1
1.2 Les minéraux.....	4
1.2.1 Caractérisation des sols instables	5
1.2.2 Les argiles.....	5
1.2.3 Les différents types d'argiles.....	5
1.2.4 Les Sols fin	7
1.2.5 Les limons	7
1.2.6 Les marnes	7
1.2.7 Définition des minéraux argileux.....	8
1.2.8 La vase.....	9
1.3 Principaux problèmes des sols instables	11
1.3.1 Phénomène de gonflement	11
1.3.2 Tassements	11
1.3.3 Glissements	11
1.4 Différence entre sols fins et sols grenus	11

CHAPITRE 2 : Les Sols Problématiques

2.1 L'importance du sol dans la construction.....	13
2.2 Les Sols à problèmes	13
2.3 Types de sols à problèmes	13
2.3.1 Les sols à problèmes chimiques.....	13
2.3.1.1 Sol acide.....	14
2.3.1.2 Sol salin	14
2.3.1.3 Sol alcalin.....	15
2.3.1.4 Sol sodique	15

2.3. 2 Les sols à problèmes physiques	16
2.3.2.1 Les sols dispersifs.....	16
2.3.2.2 Effets.....	17
2.3.3 Sols Affaissables (collapsible soils).....	17
2.3.3.1 Mécanisme.....	18
2.3.3.2 Effets.....	18
2.3.4 Sols gonflants (Expansive (swelling) soil).....	18
2.3.5 Sol liquéfiable	19
2.3.6 Sol sableux	20
2.3.7 Sol sensible au gel	20
2.3.8 Les sols organiques et les sols tourbeux (Organique soils and peaty soils).....	21

CHAPITRE 3 : Techniques d'amélioration des

3.1 Introduction	22
3.2 Méthodes mécaniques	22
3.2.1 Compactage de surface	23
3.2.2 Compactage dynamique.....	23
3.2.3 Vibrocompactage	24
3.3 Méthodes hydromécaniques	25
3.3.1 Pré chargement ou Pré-compression.....	25
3.3.2 Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux	25
3.4 Méthodes thermiques.....	26
3.4.1 Déshydratation	26
3.4.2 Congélation.....	26
3.5 Méthodes chimiques	27
3.5.1 Utilisation de la chaux	27
3.5.2 Utilisation du ciment	28
3.5.3 Utilisation des ajouts cimentaires	29
3.5.4 Utilisation des fibres de plastique	30

CHAPITRE4 : les matériaux utilisés

4.1 La chaux.....	31
4.1.1 Définition.....	31
4.1.2 Spécification du produit.....	31
4.1.3 Type de chaux.....	31
4.1.4 But de la stabilisation.....	31
4.2 Le Marbre	33
4.2.1 Norme.....	33
4.2.2 Propriétés physico-mécaniques	33
4.3 CLASSIFICATION DES SOLS	35
4.3.1 La densité de sol	35
4.3.2 ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE.....	35
4.3.3 CLASSES GRANULAIRES	36
4.3.3.1 OBJECTIF	37
4.3.3.2 Conduite de l'essai.....	37
4.3.3.3 Matériel utilisé	38
4.3.4 Principe de l'essai de sédimentation.....	40
4.4 Essais des Limites d'Atterberg.....	43
4.4.1 Activité des argiles.....	43
4.4.2 Objectif	43
4.4.3 Principe.....	44
4.4.4 Indice de plasticité IP.....	44
4.4.5 Indice de consistance IC.....	46
4.4.6 Expression des résultats.....	47
4.4.7 Classification des sols A et B.....	48

CHAPITRE 5 : Résultats et discussion

5.1-Essais de compactage (Proctor normal).....	49
5.1.1 -Introduction sur l'essai Proctor	49
5.1.2 But de l'essai.....	49
5.1.3 Résultats d'essai Proctor.....	51
5.1.3.1 compactage de l'échantillon de (type A).....	51
5.1.3.2 compactage de l'échantillon de (type B).....	59
5.2 Compression simple ou uni axiale	67
5.2.1 échantillon de sol A.....	68
5.2.2 échantillon de sol B.....	70
5.3 Essai de cisaillement NF 94-71.....	74
5.3.1 Matériel utilisé.....	74
5.3.2 Les paramétré de cisaillement.....	83

Listes des Figures

Chapitre 1		Page
Figure 1.1	les phase des sols	3
Figure 1.2	Classification des particules solides d'un sol (www.entre-aix-fr/documents/135-geotechnique/3-classification sols/co/cours-2-caractéristique.html)	3
Figure 1.3	classification des sols selon la dimension du particule	4
Figure 1.4	Structure de la kaolinite [Lambe, 1953].	6
Figure 1.5	Structure de la montmorillonite [Lambe, 1953]	6
Figure 1.6	Structure d'illite [Lambe, 1953].	6
Figure 1.7	Traversée de la vallée de la Charente par l'autoroute A10 [Scetauroute, 1986] (Cité par Serbah, 2011)	9
Figure 1.8	Schéma de la composition simplifiée des sédiments. [N.Proulhac, Ker Lann 2006]	10
Figure 1.9	Exemple d'un sable grossier (www.unilim.fr/musee_geologique_de_plein_air/wp-content/uploads/sites/12/2014/02/19-saulieres-5.jpg)	12
Figure 1.10	Exemple d'un argile (www.imanemagazine.com/chronique-largile-revele-ses-secrets/)	12
Chapitre 2		
Figure 2.1	Sol acide.	14
Figure 2.2	Sol salin.	15
Figure 2.3	Sol alcalin aux régions arides.	15
Figure 2.4	Sol sodique.	16
Figure 2.5	La dispersion et la fissuration du sol.	17
Figure 2.6	Exemple des sols affaissables.	17
Figure 2.7	Fissuration longitudinale de routes due au retrait et gonflement des sols.	19
Figure 2.8	Immeubles partiellement enfouis et ayant basculé à la faveur d'une liquéfaction du sol lors du séisme de 1964 à Niigata, au Japon.	20
Figure 2.9	Présente exemple de sol sableux.	20
Figure 2.10	Présente des fissures sur la chaussée en raison du soulèvement dû au gel.	21
Figure 2.11	Exemple des sols tourbeux.	21
Chapitre 3		

Listes des Figures

Figure 3.1	Dimension moyenne des grains (mm)	22
Figure 3.2	Types de compactage de surface [Lawton, 2004].	23
Figure 3.3	Chantier d'un compactage dynamique profond.	23
Figure 3.4	Vibrocompactage.	24
Figure 3.5	Principe du pré-chargeement pour le contrôle des tassements.	25
Figure 3.6	Principe Installation des drains.	26
Figure 3.7	Chantier utilisant la congélation du sol.	27
Figure 3.8	Chantier utilisant la congélation du sol.	28
Figure 3.9	Chantier de traitement du sol au ciment.	28
Figure 3.10	fibre plastique	30
Chapitre 4		
Figure 4.1	Onyx polychrome (Mahouna, Guelma)	34
Figure 4.2	Variation dimensions des des particules de sol	36
Figure 4.3	Courbe granulometrique par tamisage (semi logarithmique)..	38
Figure 4.4	Tamis utilisés	38
Figure 4.5	Courbe granulométrique de sol A	39
Figure 4.6	Courbe granulométrique de sol B	39
Figure 4.7	Appareil Agitateur et Solution.	40
Figure 4.8	Essai de Sédimentation	41
Figure 4.9	La courbe granulométrique par sédimentation de sol A	41
Figure 4.10	La courbe granulométrique par sédimentation de sol B	42
Chapitre 5		
Figure 5.1	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (sans additives).	52
Figure 5.2	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 2% chaux).	53
Figure 5.3	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 4% chaux).	54
Figure 5.4	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 6% chaux).	55

Listes des Figures

Figure 5.5	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 2% Poudre du marbre)	56
Figure 5.6	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 4% poudre du marbre)	57
Figure 5.7	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 6% poudre du marbre)	58
Figure 5.8	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (sans et avec différents pourcentages de la poudre du marbre).	58
Figure 5.9	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (sans et avec différents pourcentages de la chaux et la poudre du marbre)	59
Figure 5.10	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (sans additives).	60
Figure 5.11	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 2% chaux).	61
Figure 5.12	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (avec 4% chaux).	62
Figure 5.13	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (avec 6% chaux)	63
Figure 5.14	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (sans et avec différents pourcentages de la chaux).	63
Figure 5.15	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (avec 2% poudre du marbre).	64
Figure 5.16	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (avec 4% poudre du marbre)	65
Figure 5.17	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (avec 6% poudre du marbre)	66
Figure 5.18	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (sans et avec différents pourcentages de la poudre du marbre)	66
Figure 5.19	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (sans et avec différents pourcentages de la chaux et la poudre du marbre).	67
Figure 5.20	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A sans additives).	76
Figure 5.21	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 2% chaux)	77
Figure 5.22	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 4% chaux)	77

Listes des Figures

Figure 5.23	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 6% chaux)	78
Figure 5.24	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 2% marbre)	78
Figure 5.25	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 4% marbre)	79
Figure 5.26	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 6% marbre)	79
Figure 5.27	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B sans additives).	80
Figure 5.28	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 2% chaux)	80
Figure 5.29	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 4% chaux)	81
Figure 5.30	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 6% chaux)	81
Figure 5.31	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 2% marbre)	82
Figure 5.32	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 4% marbre)	82
Figure 5.33	Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 6% marbre)	83

Listes des photos

Listes des *photos*

Chapitre 4		
Photo 4.1	Analyse granulométrique par tamisage.	37
Photo 4.2	limite de liquidité a laboratoire (LTPE – annaba)	45
Photo 4.3	limite de plasticité a laboratoire (LTPE-annaba)	46
Chapitre 5		
Photo 5.1	Les équipements utiles pour l’essai de compactage au laboratoire (LTPE .Annaba)	50
Photo 5.2	Essais de compactage dans laboratoire (LTPE .Annaba).	51
Photo 5.3	Essais de compactage du sol A dans laboratoire (LTPE .Annaba).	51
Photo 5.4	L’essai Proctor pour sol A avec la chaux (laboratoire (LTPE.Annaba)).	52
Photo 5.5	Présente la couleur Onyx polychrome de Mahouna (Guelma).	55
Photo 5.6	L’essai Proctor pour sol A avec la poudre du marbre (Laboratoire (LTPE.Annaba)).	56
Photo 5.7	L’essai Proctor pour sol B sans additives (Laboratoire (LTPE .Annaba))	59
Photo 5.8	L’essai Proctor pour sol B avec la chaux (laboratoire (LTPE.Annaba)).	60
Photo 5.9	l’essai proctor pour sol B avec Le Marbre_ laboratoire (LTPE.Annaba)	64
Photo 5.10	Les machines utilisées pour l’essai de la Compression simple_ laboratoire (LTPE.Annaba)	67
Photo 5.11	La déformation de Sol A avec Le Marbre après la compression laboratoire (LTPE.Annaba).	69
Photo 5.12	La déformation de Sol B avec marbre après la compression laboratoire (LTPE. Annaba)	71
Photo 5.13	Essai de la boîte de cisaillement au laboratoire (LTPE-Annaba).	75

Listes Des Tableaux

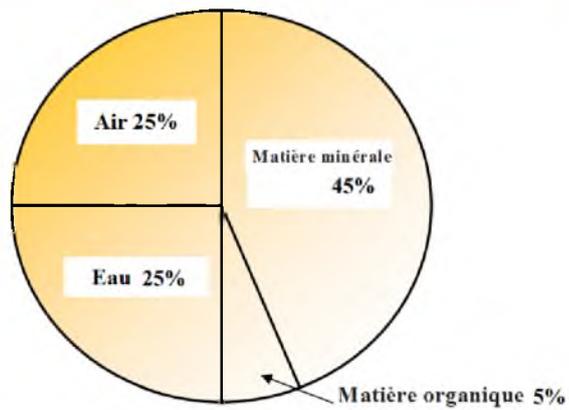
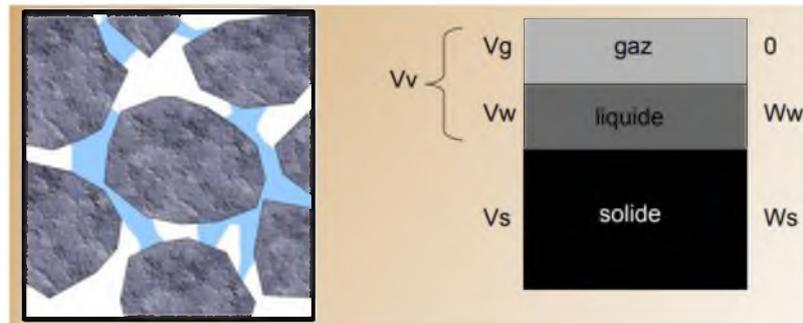
Chapitre 1		Page
Tableau 1.1	la classification des principaux groupes minéraux argileux et de leurs espèces	8
Tableau 1.2	Caractéristiques des argiles	9
Tableau 1.3	Les plus simples définitions des faciès d'après Allen	10
Chapitre 3		
Tableau 3.1	Composition chimique des deux classes en comparaison avec le ciment Portland.	29
Chapitre 4		
Tableau 4.1	Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées.	32
Tableau 4.2	Propriétés physiques et chimiques de l'échantillon du marbre traité	34
Tableau 4.3	Résultats de l'analyse granulométrique pour sol A	38
Tableau 4.4	Résultats de l'analyse granulométrique pour sol B	39
Tableau 4.5	Types de sol selon la taille de la particule.	40
Tableau 4.6	les calculs d'essai sédimentation pour sol A	41
Tableau 4.7	les calculs d'essai sédimentation pour sol B	42
Tableau 4.8	Activités des argiles (Chelghoum, 2006)	43
Tableau 4.9	Classification de l'argile d'un sol selon l'indice de plasticité I_p	44
Tableau 4.10	Limites d'Atterberg et indice de plasticité de certains minéraux argileux.	45
Tableau 4.11	Etat du sol en fonction de l'indice de consistance	46
Tableau 4.12	Indice de plasticité pour sol A (gris)	47
Tableau 4.13	indice de plasticité pour sol B (rouge)	47
Tableau 4.14	Classification indice de plasticité et degré de plasticité	47
Tableau 4.14	La teneur en eau initial aux les deux sol A et B	48
Chapitre 5		
Tableau 5.1	Caractéristiques essentielles pour les deux types de compactage	50
Tableau 5.2	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (sans additives)	52

Listes Des Tableaux

Tableau 5.3	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (avec 2% Chaux)	53
Tableau 5.4	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (avec 4% Chaux)	54
Tableau 5.5	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (avec 6% Chaux)	55
Tableau 5.6	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (avec 2% de Marbre)	56
Tableau 5.7	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (avec 6% de Marbre)	57
Tableau 5.8	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (avec 6% de Marbre)	57
Tableau 5.9	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (sans additives)	60
Tableau 5.10	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (avec 2% Chaux)	61
Tableau 5.11	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (avec 4% Chaux)	61
Tableau 5.12	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (avec 6% Chaux)	62
Tableau 5.13	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (avec 2% de Marbre)	64
Tableau 5.14	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (avec 4% de Marbre)	65
Tableau 5.15	: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (avec 6% Marbre)	65
Tableau 5.16	: Valeurs de la résistance de compression Sol A (sans additives)	68
Tableau 5.17	: Valeurs de la résistance de compression Sol A (avec 2% chaux)	68
Tableau 5.18	: Valeurs de la résistance de compression Sol A (avec 4% chaux)	69
Tableau 5.19	: Valeurs de la résistance de compression Sol A (avec 6% chaux)	69
Tableau 5.20	: Valeurs de la résistance de compression Sol A (avec 2% de Marbre)	69
Tableau 5.21	: Valeurs de la résistance de compression Sol A (avec 4% de Marbre)	70
Tableau 5.22	: Valeurs de la résistance de compression Sol A (avec 6% de Marbre)	70
Tableau 5.23	: Valeurs de la résistance de compression Sol B (sans additives)	70
Tableau 5.24	: Valeurs de la résistance de compression Sol B (avec 2% chaux)	70
Tableau 5.25	: Valeurs de la résistance de compression Sol B (avec 4% chaux)	71
Tableau 5.26	: Valeurs de la résistance de compression Sol B (avec 6% chaux)	71
Tableau 5.27	: Valeurs de la résistance de compression Sol B (avec 2% de Marbre)	72
Tableau 5.28	: Valeurs de la résistance de compression Sol B (avec 4% de Marbre)	72
Tableau 5.29	: Valeurs de la résistance de compression Sol B (avec 6% de Marbre)	72
Tableau 5.30	comparaison la masse volumique sèche maximale et la résistance de compression pour sol A	73
Tableau 5.31	comparaison la masse volumique sèche maximale et la résistance de compression pour sol B	74
Tableau 5.32	comparaison la cohésion et l'angle de frottement pour sol A	83
Tableau 5.33	comparaison la cohésion et l'angle de frottement pour sol B	84

1.1 Définition des sols

Un sol est un mélange de 3 éléments : solide (squelette), eau (libre ou non), et gaz (air).



Géotechnique : Fondation, stabilité de pente, tassement



Environnement : Stockage du carbone, pollutions des sols



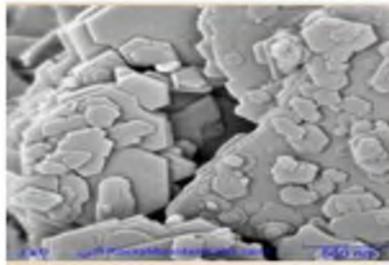
Agriculture : Rendement, érosion des sols



Diamètre $> 20 \mu\text{m}$: forces de volume prépondérantes, e.g. *Sol grenu* : *sable*



Diamètre $< 20 \mu\text{m}$: Interactions électrostatiques et/ou forces de types Van der Waals, e.g. *Sol fin* : *argile*.



Teneur en matière organique élevée Sol organique : *tourbe*



Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et, sont jugées efficaces. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

Dans le cadre de l'amélioration des sols nous nous limiterons à l'étude des sols à problèmes c'est-à-dire les sols ayant un comportement mécanique qui ne pouvant pas répondre aux besoins d'un projet du génie civil.

Définition géotechnique des sols :

Nous schématiserons les sols comme étant composé de trois phases. Une phase solide composée de particules minérales solides et organiques. Une phase liquide sous différentes formes appelé : eau libre, eau interstitielle et pour finir une phase gazeuse.

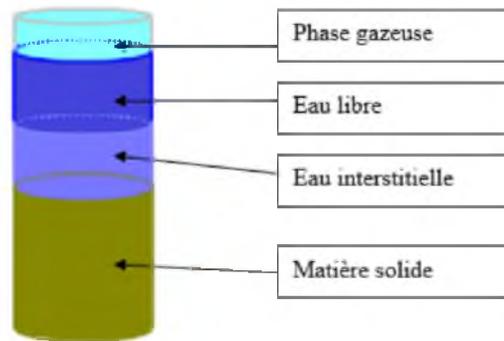


Fig .1.1 les phase des sols

(/genie-civile.blogspot.com/2013/04/classificatio-et-geotechnique-des-sols.html)

La phase solide est le seul élément pouvant supporter des contraintes importantes.

Phase solide

Trois types de sols ressortent comme étant les plus souvent rencontrés sur un chantier : Sols grenus, sols fins, et sols organiques

Phase gazeuse :

- air + gaz de décomposition ou vapeur d'eau

Un sol est saturé lorsque les vides sont remplis.

Phase liquide :

- eau absorbée : constitue un film entre les grains jouant ainsi un rôle de lubrifiant. Ne s'écoule pas, s'élimine par chauffage très intense (>300°).
- eau libre : s'écoule, s'élimine par étuvage vers 100°.

Classification des sols : sols grenus, sols fins :

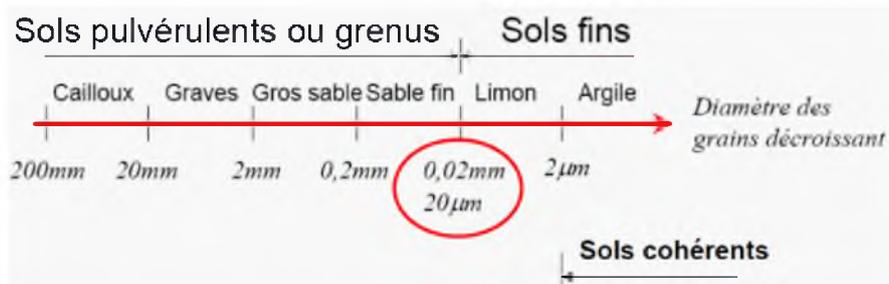


Fig. 1.2 Classification des particules solides d'un sol ([www.entre-aix-fr/documents/135-geotechnique/3-claassification sols/co/cours-2-caractéristique.html](http://www.entre-aix-fr/documents/135-geotechnique/3-claassification%20sols/co/cours-2-caract%C3%A9ristique.html)).

Première classification : limite adopté : $20\mu\text{m}$

Sols grenus $d > 20\mu\text{m}$	Sols fins $d < 20\mu\text{m}$
Cailloux, grave, sable	Limon, argile

- Blocs, cailloux (fragments de la roche mère) : éboulis de pente, alluvions grossières, moraines $20\text{mm} < d < 200\text{mm}$.
- Grave (fragment de roche mère) : sédiments détritiques généralement formés de plusieurs minéraux $2\text{mm} < d < 20\text{mm}$.
- Sables (fragment de roche mère) : sédiment détritique généralement formés d'un seul minéral : $20\mu\text{m} < d < 2\text{mm}$.
- Limons (fragment de roche mère) : mélange de très fins de sable, mêlés en général à des particules argileuses : $2\mu\text{m} < d < 20\mu\text{m}$.
- Les argiles (altération physico-chimique de certain minéraux des roches) : particules $< 2\mu\text{m}$.

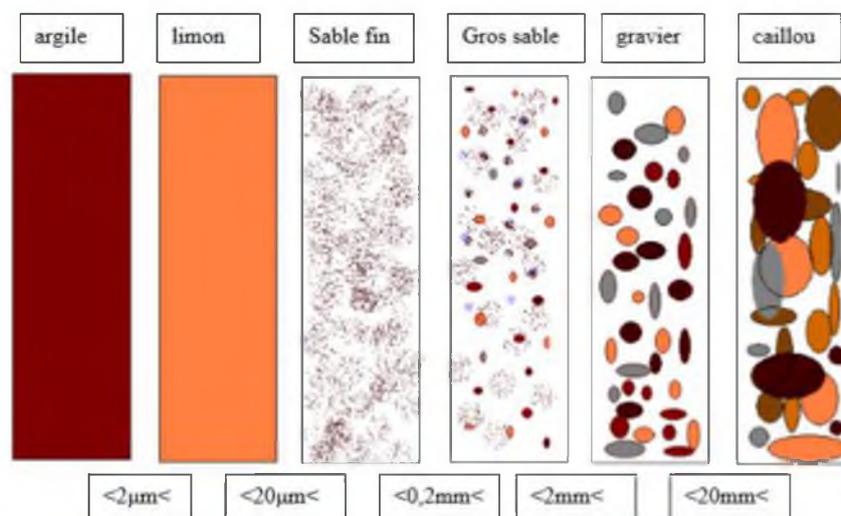


Fig.1.3. classification des sols selon la dimension du particule

(genie-civile.blogspot.com/2013/04/classificatio-et-geotechnique-des-sols.html)

Minéralogie et la chimie des sols

1.2 Les minéraux

Les sols sont constitués de particules de minéraux regroupées en agrégats. Ces minéraux sont stables ou en train d'évoluer dans les conditions thermo-barométriques et climatiques de la surface de la terre. Généralement y sont rencontrés :

- le quartz
- les argiles
- les feldspaths (potassiques et plagioclases)
- les micas
- les carbonates (calcite et dolomite)
- les oxydes et hydroxydes métalliques dont l'hématite, la goethite et la limonite pour le fer

Ces minéraux se présentent généralement dans les sols sous forme :

- de grains polygonaux plus ou moins réguliers dont la taille se situe entre quelques microns et quelques millimètres.
- de lamelles pour les argiles dont la plus grande dimension ne dépasse pas quelques microns
- d'agrégats correspondant à des fragments de roches. Leurs formes résultent de la morphologie des minéraux les constituants.

Les propriétés physiques et mécaniques du sol dépendent de la nature des assemblages minéraux. Ainsi les minéraux granulaires (quartz, carbonates) n'ont pas de cohésion propre. Seules les argiles présentent une cohésion, qui résulte d'interactions spécifiques avec l'eau.

1.2.1 Caractérisation des sols instables :

Les sols fins mous et compressibles (argiles et les vases) sont fréquemment rencontrés. Les problèmes relatifs à ce type de sol est qu'ils subissent des déformations importantes sous les charges qui leur sont appliquées. Leur capacité portante est souvent trop faible pour supporter les charges prévues. Toutes ces caractéristiques nous amène aux problèmes rencontrés dans la pratique à savoir des tassements excessifs et l'instabilité de l'ouvrage.

Les sols fins en général et l'argile en particulier sont constitués d'un ensemble de particules minérales ayant une taille inférieure à 2 μm . Ce matériau a fait l'objet de nombreux travaux sur sa nature minéralogique. Au niveau minéralogique, les argiles sont des silicates simples ou complexes d'aluminium, de magnésium et de fer. La plupart des minéraux argileux se présentent sous la forme de feuillets, d'où leur nom de phyllithes ou phyllo-silicates. Chaque particule est constituée d'un empilement de quelques dizaines ou centaines de feuillets. La constitution chimique, l'épaisseur et l'écartement des feuillets définissent la minéralogie de l'argile et ses propriétés.

En général, trois grands types argiles sont identifiés: la kaolinite, la smectite et l'illite. Dans les sols, ces types d'argiles peuvent être mélangés. La proportion de chacune de ces argiles varie suivant les sols.

1.2.2 Les argiles :

L'argile est une roche sédimentaire composée pour une large part de minéraux argileux, en général des silicates d'aluminium plus ou moins hydratés présentant une structure feuilletée (phyllosilicates) expliquant leur plasticité, ou fibreuse (sépiolite et palygorskite) expliquant leurs qualités d'absorption.

1.2.3 Les différents types d'argiles :

Les types d'argiles les plus fréquents sont:

Kaolinite :

La kaolinite est constituée d'une succession alternée de feuillets en tétraèdre (silice) et de feuillets en octaèdre (aluminium ou gibbsite). Les deux feuillets sont liés de telle manière que les sommets du feuillet de silice et ceux d'une des couches du feuillet en octaèdre ne forment qu'une seule et même couche (Fig. 1.4).

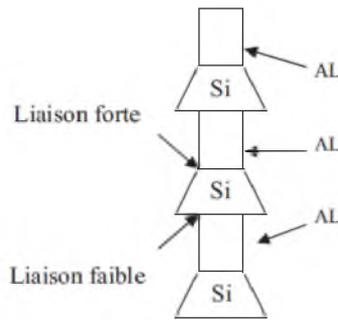


Fig. 1.4- Structure de la kaolinite [Lambe, 1953].

Montmorillonite :

La montmorillonite, parfois appelée Smectite, est un minéral argileux important composé de deux feuillets de Silice et d'un feuillet d'Alumine (Gibbsite). Les feuillets en octaèdres se trouvent entre deux feuillets de Silice et les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet en octaèdre pour ne former qu'une seule couche.

Les sols qui contiennent de la montmorillonite peuvent être gonflants lorsque leur teneur en eau augmente, les pressions de gonflements qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères et pavages (Fig. 1.5).

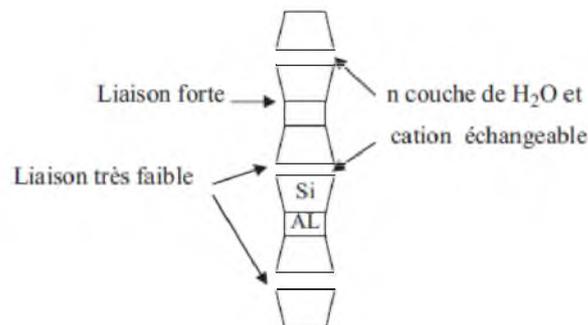


Fig. 1.5- Structure de la montmorillonite [Lambe, 1953]

Illite :

L'illite est une autre composante importante des sols argileux, elle a une structure analogue à la montmorillonite mais il ya des ions de potassium intercalés entre les feuillets tétraédriques. Grâce à ces ions la liaison est relativement forte et les molécules d'eau ne peuvent pratiquement plus s'intercaler.

Aux extrémités de la particule d'argile, il y a également des déséquilibres électriques et adsorption de cations .Ces cations dits échangeables jouent un rôle important dans le comportement des argiles (Fig. 1.6).

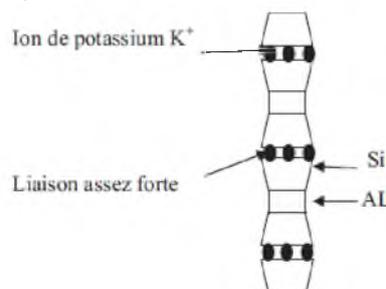


Fig. 1.6- Structure d'illite [Lambe, 1953].

1.2.4 Les sols fin

Les sédiments sont définis comme "un ensemble constitué par la réunion de particules plus ou moins grosses ou de matières précipitées ayant, séparément, subi un certain transport" appelés communément vases. Les sédiments sont des matériaux solides particulaires qui véhiculés par l'eau, finissent par décanter sur le fond. Ils proviennent de l'érosion du bassin versant, des berges, du ruissellement sur les surfaces imperméabilisées et des rejets de toute nature.

Ils sont constitués de particules de différentes tailles selon s'il s'agit de limons, de sables, de graviers ou de galets. Ces éléments solides se déplacent soit en suspension dans l'eau soit par charriage sur le fond de la rivière. Quand le courant d'eau ralentit suite à un élargissement du cours d'eau ou quand la charge solide excède occasionnellement ce que la capacité de transport permet d'évacuer, les éléments décantent et sédimentent, provoquant l'envasement du cours d'eau. Les sédiments peuvent être d'origines naturelles ou anthropiques.

Les particules d'origines naturelles peuvent être endogènes (constituées principalement de matière organiques provenant des organismes aquatiques: plantes aquatiques, cadavres de micropyles et d'animaux) ou exogènes (particules minérales provenant de l'érosion du bassin versant ou de l'érosion éolienne des sols). Celles-ci sont issues du ruissellement des fleuves, des effluents ou de l'atmosphère. Les particules d'origines anthropiques peuvent être minérales ou organiques (apports de matière en suspension, de matières organiques, de nutriments ou de micropolluants en raison des rejets agricoles, industriels et domestiques).

1.2.5 Les limons :

Les limons, constitués de silt, de loess, possèdent un squelette siliceux à silico-calcaire à grains fins. Leur taille est située entre celle des sables et celle des argiles ; la teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. Leur assise est médiocre et sont donc à éviter pour les fondations.

1.2.6 Les marnes :

Roche tendre composée en proportions variables d'argile et de calcaire mêlés à du sable, qui a la propriété de se déliter et qui est utilisée selon sa composition pour l'amendement des terres, la fabrication de ciments, de tuiles, de céramiques .On considère, selon leur composition, trois grandes catégories :

- les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35 % de carbonate de calcium ;
- les marnes proprement dites et les calcaires marneux avec des taux respectivement de 35 à 65 % et 65 à 95 %.

Comme pour les argiles, les marnes argileuses présentent notamment l'inconvénient de craqueler sur marnes sont une assise de fondations bonne à moyenne en l'absence de gypse. En revanche, elles sont médiocres, voire dangereuses, lorsqu'elles sont très argileuses en affleurement ou lorsqu'elles se situent au-dessus d'une masse de gypse, avec risque de formation de fontis.

On peut conclure que l'évolution des sols fins est dus à la présence des minéraux argileux dans les sols tels que : les marnes, les argiles...etc. qui manifestent une grande sensibilité à l'air (retrait, fissuration désagrégation progressive des couche de sol) et une forte affinité pour l'eau (avec les conséquences classiques de l'humidification : gonflement, déconsolidation, perte des caractéristique mécaniques).

1.2.7 Définition des minéraux argileux :

Les minéraux argileux sont des silicates d'alumine hydratés provenant de la décomposition des feldspaths et des micas, leur formule chimique est de la forme : $(\text{SiO}_2)_M (\text{Al}_2\text{O}_3)_N (\text{H}_2\text{O})_P$. Ils sont composés de particules de forme aplatie et de dimensions très petites (Inférieures à $2\mu\text{m}$), ceci leur confère une très grande surface spécifique.

Les nombreux minéraux argileux et groupes de minéraux argileux se différencient d'abord par l'empilement et le décalage de leurs feuillets élémentaires, ainsi que par la substitution des atomes isomorphes dans le réseau cristallin. Ainsi, dans les beidellites, les siliciums Si^{+4} sont partiellement substitués par des aluminiums Al^{+3} et les aluminiums Al^{+3} par des magnésiums Mg^{+2} . Cohésion des couches élémentaires est assurée par les forces (assez faibles) de Van der Waals et des liaisons hydrogène dans le cas de la kaolinite, voir (Tableau 1.1).

Tableau 1.1- la classification des principaux groupes minéraux argileux et de leurs espèces [Jasmund et Lagaly, 1992].

Groupe de Minéraux Argileux	Espèce Minérale	Structure T = couche de tétraédres O = couche d'octaédres
Kaolinites	Kaolinite Halloysite Dickite	Minéraux à 2 couches T-O T-O
Smectites	Montmorillonite Saponite Beidellite Nontronite	Minéraux à 3 couches T-O-T T-O-T
Illites Vermiculites Micas	Illite Vermiculite Muscovite Biotite	H ₂ O, cations
Chlorites	Chlorite	Minéraux à 4 couches T-O-T-O T-O-T-O
Sepiolites Palygorskites	Sepiolite (écume de mer) Attapulgit	Minéraux en lattes <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">T-O-T</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">T-O-T</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center; margin-top: 5px;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">T-O-T</div> </div>

Du fait de la substitution des ions Si^{+4} par les ions Al^{+3} dans la couche tétraédrique (illite et beidellite) et les ions Al^{+3} par des ions de valences inférieures comme Mg^{+2} dans la couche octaédrique (montmorillonite), des charges non compensées sont produites entre les feuillets et sont responsables à 80% de la capacité d'échange cationique (CEC). L'équilibre des charges n'est pas atteint et la neutralité électrique sera alors assurée par des cations compensateurs (Na^+ , K^+ , Ca^{+2} ,...) qui servent de lien entre les feuillets. Les caractéristiques de ces argiles sont résumées dans le tableau 1.2 :

Tableau 1.2- Caractéristiques des argiles [Jasmund et Lagaly, 1992].

Nom	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (µm)	Épaisseur d'une particule (µm)	Surface spécifique en m ² /g	C.E.C. en meq/100g
Kaolinite	1:1	100 - 200	0,1 - 4	1 - 10	10 - 20	3 - 15
Illite	2:1	1 - 10	0,1 - 1	0,003 - 0,01	65 - 100	10-40
Montmorillonite (smectite)	2:1	1	0,1	0,001	700 - 840	80 - 150
Chlorite	2:1:1	1	0,1	0,005	800	10-40

1.2.8 La vase

Le nom de vase (mot emprunté aux Néerlandais) est la désignation d’une large famille de sédiments fins, argileux, plus ou moins organiques, pouvant atteindre des teneurs en eau importantes. Elles contiennent une phase minérale dont la granulométrie s’étend des sables, aux argiles et aux colloïdes, une phase organique et une phase liquide. La vase peut se présenter aussi bien à l’état de suspension (crème de vase) que de sol cohérent (sédiment cohésif) présentant alors un caractère plastique, compressible et thixotropique. Elle contient souvent l’habitat d’une faune riche et diversifiée (vers, mollusques, bactéries). [Delphine, H., Michel A., (2002)].

Les vases sont des sols contenant plus de 90% de particules inférieures à 0,2mm, dont la matière organique (M.O) est comprise entre 2% et 10%. Elles sont composées de sable, limon, argile et de colloïdes organiques (Tableau.....). Elles sont en particulier très abondantes dans les estuaires. Elles sont fréquemment thixotropes. La Figure (...) donne un exemple de passage de remblai de l’autoroute A10 sur une épaisseur importante de la vase.

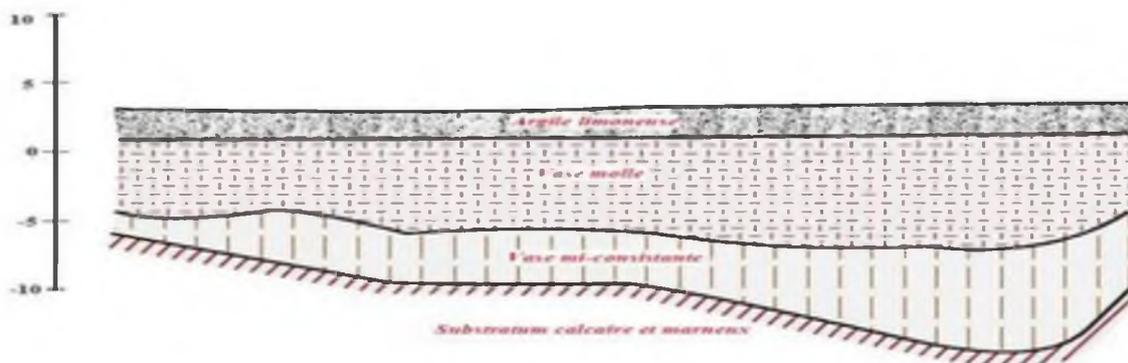


Fig 1.7 Traversée de la vallée de la Charente par l’autoroute A10 [Scetauroute, 1986] (Cité par Serbah, 2011)

Tableau 1.3- Les plus simples définitions des faciès d'après Allen (Cité par Boutouil, 2000)

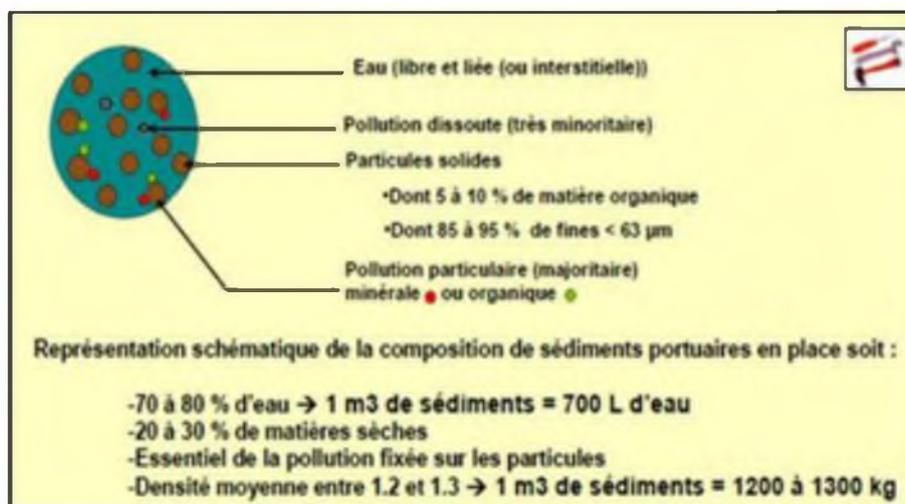
Dénomination	Caractéristiques
Sable	Plus de 80 % d'éléments supérieurs à 50 µm
Sable vaseux	De 20 à 80 % d'éléments supérieurs à 50µm
Vase	Plus de 80 % d'éléments inférieurs à 50 µm

Les sédiments se composent d'une fraction solide et d'une fraction liquide (eau) qui est intimement liées les unes aux autres. Les proportions respectives de chacune de ces fractions sont variables d'un milieu à un autre mais demeurent dans une fourchette, qui par expérience, peut être estimée si l'on considère des matériaux de type vases. [Delphine, H., Michel A., (2002)]. Il y a quatre éléments principaux constitutifs les vases:

1. la matrice minérale (quartz, feldspaths ou carbonates)
2. La fraction argileuse (kaolinite, illite ou smectite),
3. la fraction organique (débris végétaux, micro-organismes, acide fulvique et humiques),
4. une certaine quantité d'eau, présente sous différentes formes.

La distribution granulométrique d'un sédiment constitue son empreinte physique, elle caractérise la taille des particules, constituant la phase solide du matériau. Pour l'obtenir, il est procédé à un tamisage mécanique. En dessous d'une taille de 20 µm, il est nécessaire de recourir à des mesures au laser, qui utilisent le principe de la diffraction de la lumière cohérente sur un écoulement d'une suspension très diluée de fines. Il est communément considéré que les "Vases" correspondent à la fraction inférieure à 63 µm.

Le schéma ci-dessous retrace les grands ensembles de la composition des sédiments portuaires vis- à-vis notamment de leur siccité ou de leur granulométrie (Fig. 1.8) [N.Proulhac, Ker Lann 2006]

**Fig 1.8-** Schéma de la composition simplifiée des sédiments. [N.Proulhac, Ker Lann 2006]

1.3 Principaux problèmes des sols instables :

Dans de nombreux pays du monde, le gonflement est à l'origine de fréquents désordres des ouvrages légers. Aux Etats-Unis d'Amérique les dommages provoqués par le gonflement des sols présentent un coût supérieur à celui de toutes les catastrophes naturelles.

En Algérie l'urbanisation de certains quartiers des villes et la construction des routes se heurtent aux problèmes que posent les phénomènes de gonflement, tassement, et de glissement.

1.3.1 Phénomène de gonflement :

Ce phénomène est lié au changement d'humidité de certains sols très argileux ou tourbeux qui sont capables de fixer l'eau disponible mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse.

Le retrait-gonflement est un mouvement de tassement différentiel du sol spécifique aux terrains argileux (les argiles sont gonflantes et varient en fonction de leur teneur en eau) ; la variation de volume d'un terrain est consécutive à l'alternance des périodes de sécheresse (déshydratation superficielle) et des périodes pluvieuses (réhydratation), et elle provoque des désordres dans les constructions (fissuration, décollement d'élément jointifs).

1.3.2 Tassements :

Il s'agit de la diminution de volume de certains sols très compressibles (vases, tourbes, argiles) sous l'effet de charges appliquées et de l'abaissement du niveau des nappes aquifères par surexploitation.

1.3.3 Glissements :

Ces mouvements, au sens large du terme, consistent en un déplacement plus ou moins continu d'un versant instable de montagne ou de colline. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydraulique ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites.

La masse de matériaux meubles ou rocheux fracturés se détache suivant une ou plusieurs surfaces de rupture par cisaillement qui correspondent souvent à des discontinuités préexistantes, visibles ou non, et de formes diverses.

1.4 Différence entre sols fins et sols grenus

Sols grenus (pulvérulents) - Sols fins

Les forces d'attractions inter-granulaires (force électrique, force de Van Der Waals, etc.) influencent le comportement des sols pour les grains de dimension très petite. Dans ce cas, le sol présente de la cohésion.

On distingue deux catégories de sols :

- **les sols fins (ou sols cohérents) $d < 20 \mu\text{m}$ avec cohésion (argile, limon) :**

comportement très différent en fonction des teneurs en eau (état solide, plastique ou liquide)

- **les sols grenus $d > 20 \mu\text{m}$ sans cohésion (sable, gravier, etc.) :**

comportement régi par les propriétés du squelette solide (peu influencé par l'eau).

Dans la réalité, les sols sont constitués d'un mélange de particules de différentes dimensions, soit un état intermédiaire entre les sols grenus et les sols fins.

Propriétés des sols grenus (pulvérulents)

Fig.1.9 Exemple d'un sable grossier

Propriétés des sols fins

Fig.1.10 Exemple d'une argile

- forces de frottement entre les grains sont :
 - dépendants de la forme, l'angularité et la compacité des grains
 - indépendants de la teneur en eau
- résistance au cisaillement
- aucune résistance à la traction
- perméables

- cohésion assurée par frottements et forces d'attraction entre les grains
 - dépendants de la forme, l'angularité, la compacité et de l'effet de surface des grains
 - dépendants de la teneur en eau
- résistance au cisaillement et à la traction
- imperméables et gélifs
- sensibles à l'eau (gonflements ou retraits)

2.1 L'importance du sol dans la construction

La croûte terrestre est composée de sol et de la roche. La roche est souvent considérée comme un matériau bien consolidé mais le sol est de sédiment, meubles et les dépôts de particules solides qui ont résulté de l'éclatement de la roche. Les sols peuvent être regroupés en deux catégories selon la méthode de déposition. Les sols résiduels ont formé à partir de l'altération des roches et de rester à l'endroit de leur origine. Les sols résiduels peuvent inclure les particules ayant une vaste gamme de tailles, de formes et de compositions selon la quantité et le type d'altération et les minéraux de parent de roche. Les sols transportés sont les substances qui ont été déplacés de leur lieu d'origine.

Le sol envisage une base pour les fondations de chaque construction sur terre. Les propriétés du sol sont donc très importantes du point de vue construction. Parce que tous les bâtiments peuvent s'effondrer à cause du sol. Le sol peut résister à la charge du bâtiment sans aucune défaillance, mais il peut échouer si l'analyse du sol, dans lequel la fondation est placée, n'est pas effectuée correctement

2.2 Les Sols à problèmes

Parfois, pour des raisons imprévisibles, le sol commence à se dilater ou à gonfler ou peut avoir des effets inattendus ou peut s'effondrer. Pour certaines raisons, la structure du sol peut également changer, modifiant ainsi la résistance du sol. Tout cela peut créer beaucoup de problèmes pour la construction. Le sol ne peut pas être utilisé à des fins de construction et nécessite donc des techniques d'amélioration. Ces sols sont connus comme des sols problématiques.

De nombreux sols peuvent se révéler comme problématique en géotechnique, parce qu'ils se dispersent, développer, réduire, subir tassement excessif, ont un manque force ou sont solubles. Ces caractéristiques peuvent être attribuables à leur composition, la nature de leurs fluides interstitiels, leur minéralogie ou leur tissu. Il y a beaucoup de types de sols problématiques, certains de la plus notable étant le gonflement de l'argile, les sols et les sols souples dispersifs.

2.3 Types de sols à problèmes

Il existe deux types de sols à problèmes, les sols à problèmes chimiques et les sols à problèmes physiques :

2.3.1 Les sols à problèmes chimiques

Lorsque le problème dans le sol est dû à la quantité de produits chimiques en excès, il est connu comme un sol à problème chimique. Il y a les types suivants des sols à problèmes chimiques.

- Sol acide
- Sol salin
- Sol alcalin
- Sol sodique

2.3.1.1 Sol acide

L'acidité est mesurée sur une échelle de pH. Si le pH est inférieur à sept, alors il est acide, et s'il est supérieur à sept, il est basique ou alcalin. Dans le cas du sol, le sol devient acide si son pH est inférieur à 7. Le sol doit avoir un pH supérieur à 5,5 pour la couche supérieure et supérieur à 5 pour la sous-couche.

Le sol acide n'est pas recommandé pour la construction, car si le sol est plus acide, il peut provoquer la corrosion des différentes parties du bâtiment qui sont en contact avec le sol. Ces pièces de construction sont principalement en fonte, en acier, etc. Un sol essentiellement neutre est recommandé pour la construction, car tout changement de pH peut affecter davantage la maniabilité de la construction et l'utilisation du sol. La limite de retrait, la limite de plasticité, et la limite de liquidité augmentent également si le sol est plus acide. La figure 2.1 présente un sol acide.



Figure 2.1. Sol acide.

2.3.1.2 Sol salin

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

L'effet de la salinité est de diminuer la teneur en eau du sol et le rend sec et rugueux. De plus, le sol salin présente d'autres problèmes physiques, tels qu'une compressibilité élevée, une faible capacité portante et une plus grande expansion. La figure 2.2 présente un sol salin.



Figure 2.2. Sol salin.

2.3.1.3 Sol alcalin

Le sol est un sol alcalin si son pH est supérieur à 7. Les principaux composants présents dans le sol alcalin sont les carbonates de sodium et les bicarbonates de sodium. Les sol alcalins ont de très mauvaises propriétés physiques, et sont très dispersés. La figure 2.3 présente un sol alcalin.



Figure 2.3. Sol alcalin aux régions arides.

2.3.1.4 Sol sodique

Le sol sodique contient une forte concentration de sodium échangeable et moins de concentration d'autres sels présents dans le sol. Le sodium est un cation positif. Cela affaiblira les propriétés physiques du sol. Les cations affaiblissent le lien entre les particules de sol et ils vont gonfler et se disperser.

L'effet du sel de sodium est qu'il diminue la teneur en humidité du sol et le rend sec et rugueux. Le sol sodique dégrade également la structure du sol et entraîne ainsi un problème physique connu sous le nom de dispersion du sol. Le sol sodique peut également provoquer le gonflement. Figure 2.4 Présente le sol sodique.



Figure 2.4. Sol sodique.

2.3. 2 Les sols à problèmes physiques

Lorsque le problème dans le sol est dû aux propriétés physiques. Alors ce type de sol à problème est connu comme le sol à problème physique. Voici les types de sols problématiques physiques.

- Sols dispersifs
- Sols affaissables
- Sols gonflants
- Sols liquéfiables
- Sols sableux
- Sol sensible au gel
- sols organiques et les sols tourbeux

2.3.2.1 Les sols dispersifs

Les sols dispersifs ont une défaillance physique. Disperse signifie s'éloigner. De même, dans le sol, la surface du sol se disperse. Cela est dû à la faible liaison entre les particules du sol et de l'argile, etc. Cette condition est due à un pourcentage de sodium échangeable plus élevé dans le sol. Le sodium est un cation qui affaiblira la liaison entre les particules du sol. Les forces répulsives entre les particules du sol deviennent plus fortes que la force d'attraction. En raison de cela, les particules du sol s'éloignent le plus loin possible et elles se répandront et créeront ainsi des fissures à la surface du sol. Un sol ayant un pourcentage de sodium plus échangeable est appelé sol sodique. Le sol devient d'abord sodique et ensuite il se disperse. Donc, un sol qui est dispersif est aussi un sol sodique. Les sols dispersifs contiennent une teneur modérée à élevée en argile, mais il n'y a pas de différences significatives dans les fractions argileuses des sols dispersifs et non dispersifs, sauf que les sols contenant moins de 10% de particules d'argile peuvent ne pas contenir suffisamment de colloïdes pour supporter la dispersion. La figure 2.5 présente la dispersion et la fissuration du sol.



Figure 2.5. La dispersion et la fissuration du sol.

2.3.2.2 Effets

Les effets des sols dispersifs sur la construction sont très importants. Comme que le sodium est un cation positif, il augmentera les forces répulsives entre les particules du sol et diminuera la force d'attraction, de sorte que le sol et les argiles se disperseront les uns des autres, affaiblir la surface du sol qu'il va éroder dans l'air et l'eau, et il aura une compressibilité plus élevée sous charge. Ainsi, nous ne pouvons pas utiliser un sol dispersif pour la construction car il est affecté et ne peut pas supporter complètement la charge et va subir la rupture et se tasse sous la charge.

2.3.3 Sols Affaissables (collapsible soils)

Un type de sol qui est sensible à l'humidité est connu sous le nom de sol affaissable. Ce type de sol portera des grandes charges et restera stable jusqu'à ce qu'il entre en contact avec l'humidité. Dès qu'il entre en contact avec l'humidité, la force du sol diminue et le volume diminue et le sol va avoir un tassement très élevé et ainsi, il échouera et s'effondrera. Ce type de sol devient faible lorsqu'il entre en contact avec l'humidité, principalement l'eau.

La construction des ouvrages de bâtiment sur les sols affaissables constitue un problème immense compte tenu des sinistres qu'ils causent aux ouvrages. Les sols affaissables sont définies comme étant des structure partiellement saturés qui subissent un réarrangement radical de leurs particules suivis d'une grande diminution de volume après inondation à l'eau avec ou sans chargement. Ces sols sont caractérisés par une grande résistance lorsqu'ils sont secs et présentent l'inconvénient de subir des affaissements importants s'ils sont humidifiés pendant les travaux de construction et ces mouvements peuvent souvent faire perdre leur stabilité aux fondations. Les ingénieurs géotechniques et géologiques savons d'expérience que le vent et d'alluvions dépôts dans les régions arides sont susceptibles d'afficher certains potentiel d'effondrement Figure 2.6 Présente exemple des sols affaissables.



Figure 2.6. Exemple des sols affaissables.

2.3.3.1 Mécanisme

La raison de cet effondrement est la structure des particules du sol. Ces sols ont un indice des vides et une faible densité. D'après la nature de sa structure et quand il est à l'état sec et supportera une grande charge sans aucun tassement. Cependant, lorsque le sol devient humide, toutes les particules d'eau se déplaceront à l'intérieur des vides du sol et la structure en forme de bande se brisera, et les particules du sol se réorganiseront pour l'état de saturation du sol. C'est réarrangement de la structure du sol provoquera l'assèchement du sol à grande vitesse et ainsi, le sol s'effondrera.

2.3.3.2 Effets

L'effet de l'effondrement du sol est très négatif et il peut ou ne peut pas être utilisé pour la construction. Le choix du sol dépend du fait que la fondation du bâtiment sera exposée à l'humidité ou non. Sa propriété de réduction de volume sous contact avec l'eau peut provoquer un tassement soudain et un effondrement qui peut être fatal à toute sorte de construction par-dessus. Il doit être traité avant d'être utilisé à des fins de construction afin qu'il puisse supporter la charge et ne réduira pas le volume sous l'humidité du bâtiment et des environs, causant ainsi une défaillance.

2.3.4 Sols gonflants (Expansive (swelling) soil)

Les sols gonflants posent des problèmes aux constructions sur tous les continents. Pour ces sols, les variations de volume sont liées à la présence de particules argileuses, mais il existe aussi des roches gonflantes, telles l'anhydrite. Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue.

L'échelle de la géotechnique est d'abord celle des ouvrages. Le gonflement des sols interfère avec toutes les constructions et ouvrages du génie civil : les fondations, profondes et

superficielles, des bâtiments et ouvrages d'art, les ouvrages de soutènement, les remblais à usage routier ou ferroviaire. Les questions sont celles de l'existence de sols gonflants, de l'amplitude de leurs déformations et de l'énergie associée, du fonctionnement des ouvrages sous l'effet du gonflement et du retrait de tout ou partie du sol, de la façon dont on peut lutter contre le gonflement ou contre ses effets.

Les structures comme les bâtiments résidentiels, centres commerciaux, routes etc sont gravement endommagés en raison de l'expansion et le rétrécissement des argiles gonflantes. Elles provoquent des fissures, soulèvements et dissolutions des liaisons structurelles.

Le retrait-gonflement des argiles est lié aux variations de teneur en eau des terrains argileux : ils gonflent avec l'humidité et se rétractent avec la sécheresse. Ces variations de volume induisent des tassements plus ou moins uniformes et dont l'amplitude varie suivant la configuration et l'ampleur du phénomène. Figure 2.7 Présente la fissuration longitudinale de routes due au retrait et gonflement des sols.



Figure 2.7. Fissuration longitudinale de routes due au retrait et gonflement des sols.

2.3.5 Sol liquéfiable

La liquéfaction est un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un sol est réduite par les secousses d'un séisme ou d'un autre chargement rapide. La liquéfaction se produit dans les sols pulvérulents saturés d'eau ; la présence d'eau provoque une pression interstitielle sur les particules de sol, ce qui fait la diminution des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle. Avant un séisme, la pression de l'eau est relativement basse. Cependant, les secousses d'un séisme peuvent causer une augmentation considérable de la pression d'eau interstitielle jusqu'au point où les particules de sol peuvent facilement se déplacer l'une par rapport à l'autre. Figure 2.8 Présente immeubles partiellement enfouis et ayant basculé à la faveur d'une liquéfaction du sol lors du séisme de 1964 à Niigata, au Japon



Figure 2.8. Immeubles partiellement enfouis et ayant basculé à la faveur d'une liquéfaction du sol lors du séisme de 1964 à Niigata, au Japon.

2.3.6 Sol sableux

Ce type de sol a de très grosses particules et il y a peu ou pas d'argile. Comme ce type de sol a des particules granulaires et que les particules ont une plus grande taille, elles ne réalisent pas le compactage requis par l'argile et le limon dans le sol. C'est pourquoi les sols sableux ne sont pas recommandés pour la construction. Figure 2.9 Présente



Figure 2.9. Présente exemple de sol sableux.

2.3.7 Sol sensible au gel

Lorsque l'humidité de l'eau gèle dans le sol, son volume augmente de 9% et crée ainsi une pression dans la couche de sol environnante, cela déplace le sol et par conséquent la couche de sol va se déplacer et toute la construction du bâtiment aura les fissures sur la surface à cause du mouvement de la couche de sol. Cependant, lorsque l'eau se dégèle, les particules du sol se réarrangent et reviennent à la position initiale, mais les fissures restent les mêmes. Figure 2.10 Présente

des fissures sur la chaussée en raison du soulèvement dû au gel.



Figure 2.10. Présente des fissures sur la chaussée en raison du soulèvement dû au gel.

2.3.8 Les sols organiques et les sols tourbeux (Organic soils and peaty soils)

La tourbe et les sols organiques se produisent couramment comme extrêmement doux, humide, des dépôts de surface non consolidés qui sont partie intégrante de systèmes de zones humides. Ces types de sols peuvent donner lieu à des problèmes géotechniques dans le domaine de l'échantillonnage, la colonisation, la stabilité, essais in situ, la stabilisation et la construction.

Les sols tourbeux sont gorgés d'eau (90 %) et riches en matière organique (10 %). Ils se trouvent là où l'eau circule peu et où la matière organique s'accumule mais aussi et surtout dans les tourbières. Figure 2.11 Présente exemple des sols tourbeux



Figure 2.11. Exemple des sols tourbeux.

3.1 Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et sont jugées efficaces. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux en bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes,

- augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement
- diminuer les tassements, tant absolus que différentiels, et le cas échéant les accélérer,
- diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou de vibrations importantes.

tes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

Les techniques d'amélioration des sols consistent à modifier les caractéristiques d'un sol par une action physique (vibrations par exemple) ou par l'inclusion dans le sol ou le mélange au sol d'un matériau plus résistant, dans le but de :

Les champs d'application des différentes techniques dépendent essentiellement de la nature et de la granulométrie des terrains que l'on désire améliorer.

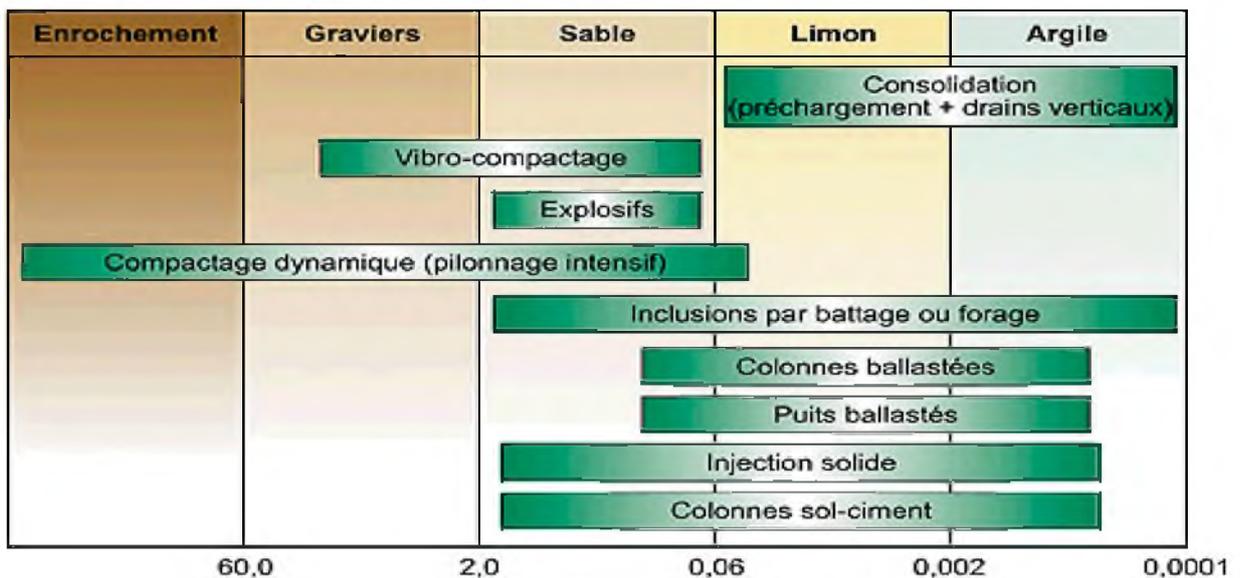


Figure 3.1. Dimension moyenne des grains (mm)

3.2 Méthodes mécaniques

Nous citerons trois méthodes de stabilisation mécanique:

3.2.1 Compactage de surface

Le compactage est un procédé de densification des sols en place (Lawton, 2004). Ce procédé mène à une diminution des vides du sol par des moyens mécaniques aboutissant ainsi à une augmentation de la densité et de la résistance ainsi qu'une réduction de la compressibilité.

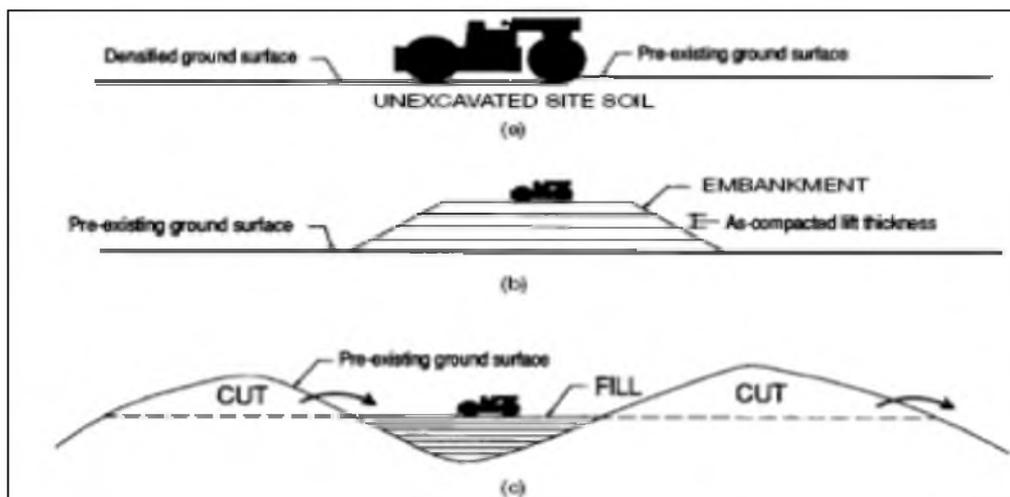


Figure 3.2. Types de compactage de surface [Lawton, 2004].

L'application des charges sur le sol à compacter par le biais de certains rouleaux de compactage statiques ou vibratoires induisent une densification dans le sol qui sera proportionnelle à l'énergie mécanique appliquée. Le compactage de surface peut être accompli sur différents types de sites.

3.2.2 Compactage dynamique

Le compactage de surface peut être utilisé pour une profondeur maximale de 3m. Au-delà de cette profondeur un autre type de compactage existe connu sous le nom de compactage dynamique profond (voir figure 3.3). C'est un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une dame en chute libre. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours ou semaines, une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées.



Figure 3.3. Chantier d'un compactage dynamique profond.

Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus. Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau.

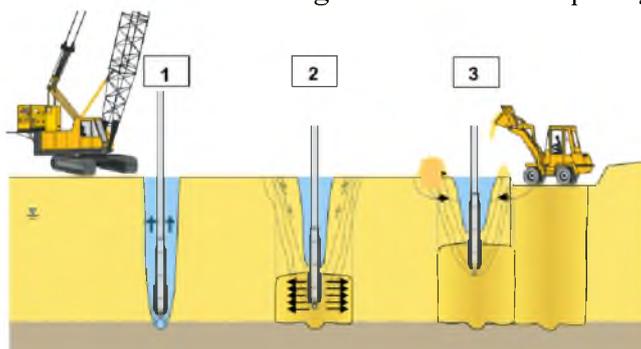
3.2.3 Vibrocompactage

Le procédé de vibrocompactage, développé à la fin des années trente, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en-dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m .C'est une technique d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier sous l'effet de la vibration.

Ces vibrations, émises par l'outil, se propagent de grains en grains et provoquent un réarrangement optimal du volume initial occupé. La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative.



Figure 3.4. Vibrocompactage.



Ce procédé de vibrocompactage est appelé aussi la vibroflotation. Cette méthode trouve son application dans les sols granulaires particulièrement les sables propres et les sables silteux avec une teneur en fines inférieure à 20%. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense.

3.3 Méthodes hydromécaniques

3.3.1 Pré chargement ou Pré-compression

La pré-compression nécessite la compression du sol sous une pression appliquée avant l'application des charges. Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le pré chargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins et surtout argileux. La figure 3.5 présente le Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements [Bell, 1993].

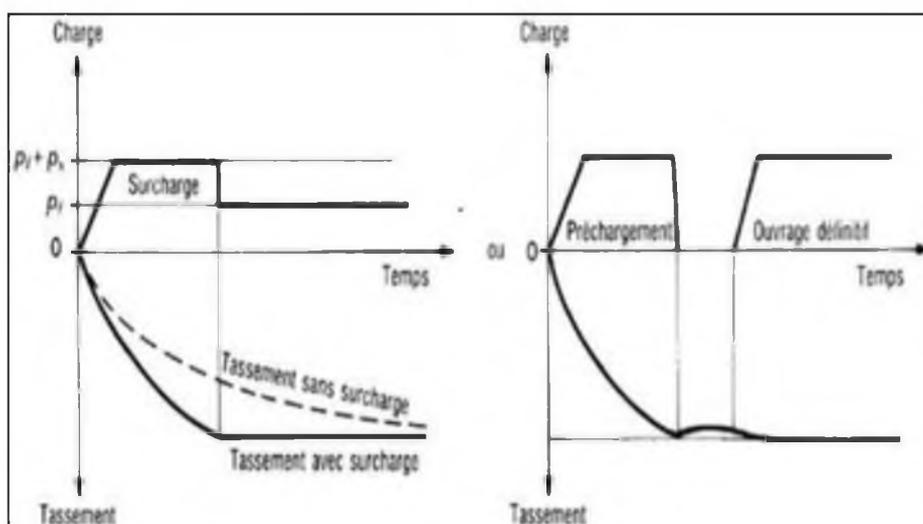


Figure 3.5. Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements.

Les effets bénéfiques de ce procédé incluent une augmentation considérable de la capacité de portance par la réduction des pressions interstitielles excessives et de plus la réduction de la compressibilité des sols mous par l'accélération de la consolidation.

3.3.2 Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux :

Les drains verticaux peuvent donc être utilisés dans beaucoup de cas pour accélérer le taux du tassement de la consolidation primaire à l'intérieur de la zone pré-chargée avec ou sans la surcharge ajoutée. Ce procédé est inefficace dans les sols tels que les argiles très organiques et les tourbes où leur comportement de tassement est beaucoup plus dominé par la compression secondaire. Les drains verticaux permettent donc au drainage de s'effectuer horizontalement et verticalement (voir Figure 3.6).



Figure 3.6. Principe Installation des drains.

Durant les années 1980, les drains verticaux sont constitués généralement de sable réalisés par différents procédés tels que le battage et le vibro-fonçage. A partir des années 1980, une nouvelle génération de drains qui sont les drains préfabriqués en forme de bande a fait son apparition. La part de ces drains a augmenté de façon très rapide.

3.4 Méthodes thermiques

3.4.1 Déshydratation

La déshydratation par la chaleur est très rarement appliquée en géotechnique, elle permet de durcir certaines argiles par exemple. En pratique, la méthode consiste à brûler un carburant dans un forage en utilisant un forage voisin communiquant avec le premier et servant de cheminée de tirage.

3.4.2 Congélation

La congélation des terrains instables est un procédé ancien à caractère provisoire (voir figure 3.7), employé pour le creusement des fouilles de puits ou de galeries. Cette technique rend le sol étanche et résistant provisoirement. Ce procédé est généralement développé pour les sols grenus mais il peut être appliqué aux argiles molles et aux limons. La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé.



Figure 3.7. Chantier utilisant la congélation du sol.

Les techniques de congélation utilisées sont basées sur la circulation d'un fluide froid dans des tubes enfoncés dans le massif de sol. Une saturation complète du sol est souhaitée. La congélation du sol s'effectue d'habitude en deux étapes à savoir les étapes active et passive de congélation. L'étape active est la plus importante et l'appareillage de réfrigération marche avec sa grande capacité que durant l'étape passive nécessaire pour maintenir l'épaisseur du front de gel contre le dégel.

3.5 Méthodes chimiques

La stabilisation chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du Génie Civil à l'échelle mondiale.

Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles ; le souci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme. Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes, L'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité.

Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement. L'amélioration de ces propriétés s'effectue soit par l'augmentation de certaines d'entre elles telle que la résistance, soit par la réduction d'autres telles que la plasticité, la perméabilité et l'érosion. Un bon malaxage des ajouts cimentaires avec le sol à traiter est un facteur important affectant d'une façon significative la qualité des résultats.

3.5.1 Utilisation de la chaux

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente. Dans certains cas par exemple, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurelle équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé (Bell, 1978). L'utilisation de la chaux se fait

par l'addition des produits calcaires calcinés de monoxyde de calcium (chaux vive, CaO) ou d'hydroxyde de calcium (chaux hydratée, Ca(OH)_2).

Généralement, la chaux vive est plus efficace que la chaux hydratée pour l'amélioration des sols. La chaux est plus efficace aux sols argileux que les sols granulaires. Par conséquent, les sols présentant des indices de plasticité au-delà de 10 sont les plus ciblés par ce procédé. La figure 3.8 ci-dessous montre un chantier de traitement d'un sol à la chaux [France, 2009].



(a) Epannage

(b) Malaxage

Figure 3.8. Chantier de traitement d'un sol à la chaux.

De plus, la réussite de stabilisation à la chaux d'un sol nécessite d'une part une source de silice et/ou d'alumine et d'autre part des particules de petites dimensions susceptibles à l'échange cationique ainsi que la durée de cure.

3.5.2 Utilisation du ciment

Le ciment Portland est un autre produit envisageable pour la stabilisation de certaines catégories de sols utilisés pour les routes et les revêtements de pistes d'aéroports. Alors qu'il existe plusieurs similarités entre la chaux et le ciment Portland comme stabilisants, le ciment Portland fournit en plus la chaux et la source de silice.

Lorsque le ciment Portland est mélangé à l'eau, l'initiation de l'hydratation occasionne une augmentation rapide de la concentration de calcium dans le sol. A mesure que les ions de calcium sont libérés, ils deviennent disponibles pour stabiliser l'argile. La figure 3.9 ci-dessous montre un chantier de traitement du sol au ciment.



Figure 3.9. Chantier de traitement du sol au ciment.

Comme indiqué ci-dessus, le processus de stabilisation initié par l'ajout du ciment Portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes à savoir l'échange cationique, la floculation et l'agglomération de l'argile, l'hydratation par cimentation et les réactions pouzzolaniques.

Le ciment Portland possède donc des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux soit celle de l'hydratation par cimentation. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine ont besoin d'un apport de ciment si les réactions pouzzolaniques sont désirées. Par conséquent, le ciment Portland peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux.

3.5.3 Utilisation des ajouts cimentaires

Parmi les ajouts cimentaires les plus utilisés il y'a les cendres volantes, le laitier, la fumée de silice, les cendres volcaniques et le calcaire. Les coûts élevés de la chaux et du ciment ont poussé les chercheurs à trouver d'autres types de liants dans le but d'améliorer les sols instables à faible coût tout en respectant l'environnement. Les cendres volantes sont intimement liées quant à leur processus de stabilisation. Elles sont souvent utilisées conjointement avec la chaux dans les travaux de stabilisation. Deux types de cendres volantes sont produits par la combustion du charbon à savoir la cendre volante et la cendre basse. Les cendres basses relativement grossières se récupèrent en bas de la fournaise tandis que les cendres volantes sont séparées des gaz d'échappement par un dépoussiéreur électrostatique. Les cendres volantes ont une composition très semblable à celle du ciment.

Comme les cendres volcaniques, elle présentent des propriétés pouzzolaniques car elles fixent lentement la chaux présente dans le mélange pour donner naissance à des composés stables ayant des propriétés hydrauliques. Elles peuvent être siliceuses ou calciques. Selon leur teneur en chaux libre, les cendres volantes se comportent différemment en présence d'eau. Il existe deux classes de cendre volante à savoir la cendre silico-alumineuse (classe F) et la cendre sulfo-calcique (classe C).

Le tableau (3.1) indique la composition chimique des deux classes en comparaison avec le ciment Portland (Lav et al. 1997).

Tableau 3.1. Composition chimique des deux classes en comparaison avec le ciment Portland.

Composés Chimiques	Classe F	Classe C	Ciment Portland
	Silico-alumineuse (%)	Sulfo-calcique (%)	(%)
SiO ₂	55	29	23
Al ₂ O ₃	26	13	4
Fe ₂ O ₃	7	9	4
CaO (chaux)	9	41	65
MgO	2	1	2
SO ₂	1	7	2

3.5.4 Utilisation des fibres de plastique :

La bouteille plastique d'eau est la plus forte croissance de l'industrie des boissons dans le monde. Au cours de la dernière décennie 1,5 millions de tonnes de plastique sont utilisées pour la mise en bouteille de l'eau chaque année.

Les études montrent que 1500 bouteilles sont sous-évaluées comme déchets chaque seconde. D'autre part, le nombre de bouteilles recyclées ou retourné est très faible.

La fibre plastique, est un mélange contenant une matière de base (un polymère) qui est susceptible d'être moulé, façonné, en général à chaud et sous pression, afin de conduire à un semi-produit ou à un objet. La matière de base (la résine) est un polymère. Les résines des matières plastiques sont issues de produits intermédiaires

(éthylène, propylène, acétylène, benzène, etc.) dont les matières premières sont le pétrole.

Le type de ce matériel est en polyéthylène, les fibres plastiques sont coupées en morceaux formes 1mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur.



Fig.3.10 fibre plastique

4.1 La chaux

4.1.1 Définition

Ce sont des chaux aériennes, calciques résultant de l'extinction contrôlée des chaux vives ; elles sont produites sous forme de poudre sèche, de pâte ou de coulis (lait de chaux).

4.1.2 Spécification du produit

C'est un terme générique désignant toutes les formes physiques et chimiques dans lesquelles peuvent apparaître l'oxyde de calcium et de magnésium (CaO et MgO) et /ou l'hydroxyde de calcium et /ou de magnésium $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et $\text{Mg}(\text{OH})_2$.

Dans la suite, on présente les résultats des analyses physico-chimiques de notre chaux éteinte

4.1.3 Type de chaux

La chaux est obtenue par calcination du calcaire (celui-ci représente 20% de la couche terrestre), selon la nature du calcaire utilisé, la cuisson permet la fabrication de plusieurs types de chaux :

- chaux aérienne provenant d'un calcaire pur.
- chaux magnésienne provenant d'un mélange de calcaire et de carbonate de magnésium.
- chaux hydraulique provenant d'un calcaire argileux. (Zenkri, 2010)

Les chaux utilisées en technique routière sont essentiellement les chaux aériennes

Elles se présentent sous deux formes :

-chaux vive

-chaux éteinte

4.1.4 But de la stabilisation

1. Réduire le volume des vides entre les particules solides (augmenter la compacité);
2. Colmater les vides que l'on peut supprimer;
3. Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).

Ces trois objectifs permettent d'améliorer la résistance mécanique, et de diminuer la Sensibilité à l'eau.

Tableau 4.1 Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées.

Techniques	Procédés	Avantages	Inconvénients
Stabilisation mécanique	Compactage	-Le compactage est le plus économique. -Réduire le potentiel expansif.	Il faut une grande quantité d'eau. (compacter au-dessus de l'optimum avec une wn élevée).
	Substitution		· L'épaisseur de la couche. · Disponibilité du matériau
	Pré-humidification		· Le temps de l'opération. · La distribution uniforme de wn
Amélioration Par congélation	Circulation d'un fluide froid (azote liquide) dans des tubes	-Lorsque aucune solution n'est possible	· La réalisée le plus rapidement possible. · Il faut tenir compte de la Déstabilisation du massif de sol au dégel.
Stabilisation thermique	Augmenter la température	-Réduire la répulsion électrique entre les particules.	-Très coûteuse
Stabilisation chimique (Par ajout de matériaux)	Sels	-Augmenter la concentration ionique de l'eau libre. -Réduire le phénomène d'échange.	-Le choix d'un type, de dosage et de la méthode d'addition d'un produit. (Valence et rayon du cation).
	Ciment	-Augmenter la résistance. -Diminuer la plasticité. -Réduire le potentiel de Variation de volume. -Augmenter la limite de retrait	-Utilisation d'un dosage important.
	Chaux	-Diminuer la plasticité, la densité sèche et la pression du gonflement. -Augmenter la résistance et wopt. -Utilisation d'un faible dosage.	-Carbonatation de la chaux.

Conseils de mise en œuvre

- ✓ Par temps de chaleur et de vent, humidifier le support et maintenir le mélange humide après le début du durcissement,
- ✓ A utiliser entre +5°et +30° C ambiance et support

4.2 Le Marbre

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

4.2.1 NORMES

a- Normes algériennes : inexistantes à l'heure actuelle

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

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

- En amont

Foration et sciage des masses au fil hélicoïdal, au fil diamanté et à la haveuse pour l'abattage et le tranchage des masses brutes de marbres naturels en carrières.

- En aval

Transformation en produits finis : sciage des blocs au moyen de lames et disques à pastilles diamantées, débitage secondaire aux disques diamantés, ponçage-lustrage avec des pierres à poncer et lustrer.

4.2.2 Propriétés physico-Mécaniques

Les principaux paramètres des propriétés physiques et chimiques de l'échantillon du marbre utilisé dans cette étude sont groupés dans le tableau 4.2, figure 4.1 montre les couleurs du marbre utilisé.

Tableau 4.2 Propriétés physiques et chimiques de l'échantillon du marbre traité

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

**Figure 4.1** Onyx polychrome (Mahouna, Guelma)

4.3 CLASSIFICATION DES SOLS

4.3.1 La densité de sol

Elle est déterminée par le rapport

$$\rho = \frac{m}{V}$$

où m est la masse de la substance homogène occupant un volume V .

La masse volumique est le synonyme moderne des expressions désuètes « densité absolue » et « densité propre », ou encore « masse spécifique ».

La masse volumique est l'inverse du volume massique, sa détermination au laboratoire est comme suit:

- La masse de la moule : $m_{moule} = 1772$ g
- La masse de sol A avec la moule : $m_{At} = 3725$ g
- La masse de sol B avec la moule : $m_{Bt} = 3775$ g
- Le volume de la moule : $\frac{\pi d^2}{4} * h = 955$ cm³
- Les masse volumiques des sols A et B(ρ_A , ρ_B) :

$$\cdot \rho_A = \frac{M_A}{V} = 2.04 \text{ g/cm}^3$$

$$\cdot \rho_B = \frac{M_B}{V} = 2.09 \text{ g/cm}^3$$

4.3.2 ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

L'analyse granulométrique permet de détecter et miner la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. L'essai consiste à classer les différents grains (voir figure constituant l'échantillon en utilisant un série des tamis, emboîtées les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas.

Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments supérieurs à 80 μm (NF P94-056) et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égal à 80 μm (NF P94-057). L'analyse granulométrique du sol jusqu'au diamètre de 80 μm se fait en utilisant une série de tamis (NF P94-056).

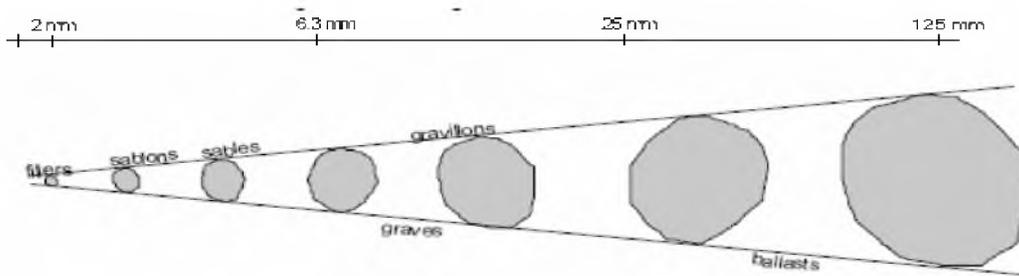


Figure 4.2 Variation des dimensions des particules de sol

4.3.3 CLASSES GRANULAIRES

- Un granulat est caractérisé du point de vue granulaire par sa classe d/D .
- Le premier désigne le diamètre minimum des grains d et le deuxième le diamètre maximum D .
- Lorsque d est inférieur à 0.5 mm, le granulat est désigné $0/D$.
- Si un seul chiffre est donné, c'est celui du diamètre maximum D exprimé en mm.

Il existe cinq classes granulaires principales caractérisées par les dimensions extrêmes d et D des granulats rencontrés :

- Les fines $0/D$ avec $D \leq 0,08$ mm,
- Les sables $0/D$ avec $D \leq 6,3$ mm,
- Les gravillons d/D avec $d \geq 2$ mm et $D \leq 31,5$ mm,
- Les cailloux d/D avec $d \geq 20$ mm et $D \leq 80$ mm,
- Les graves d/D avec $d \geq 6,3$ mm et $D \leq 80$ mm,

Le granulat est dit de classe d/D lorsqu'il satisfait aux conditions suivantes :

Le refus sur le tamis D est compris entre :

- 1 et 15% si $D > 1.56 d$,
- 1 et 20% si $D \leq 1.56 d$

-Le tamisat au tamis d est compris entre :

- 1 et 15% si $D > 1.56 d$,
- 1 et 20% si $D \leq 1.56 d$

-Le refus sur le tamis $1.56 D$ est nul,

-Le tamisat au tamis $0.63 d < 3\%$; toutefois pour $D \leq 5$ mm, cette limite est portée à 5%.

4.3.3.1 OBJECTIF

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

- **REFUS** sur un tamis : la quantité de matériau qui est retenue sur le tamis.
- **TAMISAT** (ou **passant**) : la quantité de matériau qui passe à travers le tamis.

4.3.3.2 Conduite de l'essai

Les opérations préalables à effectuer sont les suivantes :

1. détermination de la teneur en eau **W** sur fraction de l'échantillon. La teneur en eau est déterminée en pesant l'échantillon dans son état humide naturel (Mh) et après séchage à 105°C (Ms). Par convention, la teneur en eau est égale au quotient du poids d'eau contenu dans l'échantillon par le poids du sol sec.
2. lavage de l'échantillon humide sur un ou plusieurs tamis d'ouverture décroissante afin de protéger le tamis d'ouverture la plus faible (généralement le tamis de 0.08mm).
3. les eaux de lavage sont récupérées dans le cas où l'on souhaite effectuer des analyses complémentaires sur les éléments fins. Dans le cas contraire. Ces eaux sont éliminées.
4. les différents refus ainsi isolés sont regroupés et mis à sécher à l'étuve à 105°C.



Photo 4.1 Analyse granulométrique par tamisage.

La granulométrie est exprimé par une courbe granulométrique qui donne la dimension moyenne des grains exprimé sous forme pourcentage du poids total du matériau elle est tracée en diagramme semi logarithmique (voir figure 4.4).

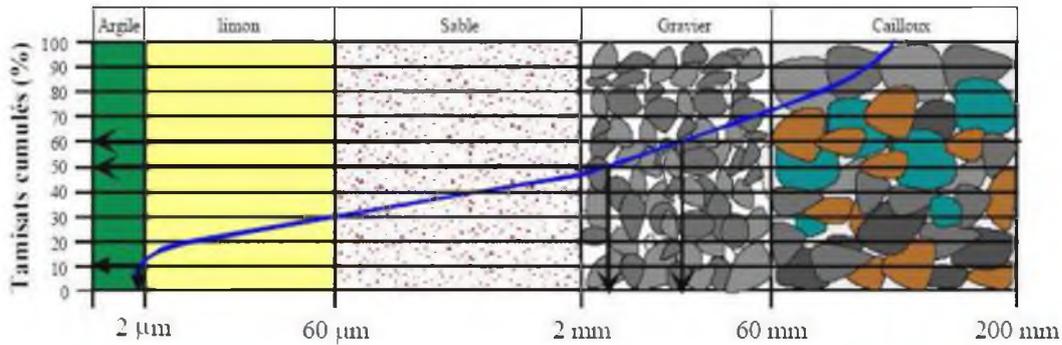


Figure 4.3 Courbe granulométrique par tamisage (semi logarithmique)..

Domaine d’application

Tous les matériaux cités par la norme NF P 11 300 et le GTR .

4.3.3.4 Matériel utilisé

- Une balance de précision.
- Une série de tamis d’ouvertures (en mm), voir figure 4.5.
- Une série de tares pesées préalablement.

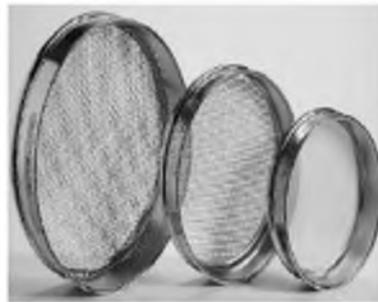


Figure 4.4 Tamis utilisés

Tableau 4.3 Résultats de l’analyse granulométrique pour sol A

Tamis (mm)	Refus cumulés		Tamisats (%)
	(g)	(%)	
16	72.9	12.5	87.85
12.5	101.4	16.9	83.1
10	129.7	21.61	78.39
5	173	28.83	71.17
2	220.5	36.75	63.25
1	243.3	40.55	59.45
0.4	265.7	44.28	55.72
0.2	284	47.33	52.67
0.08	316	52.66	47.34

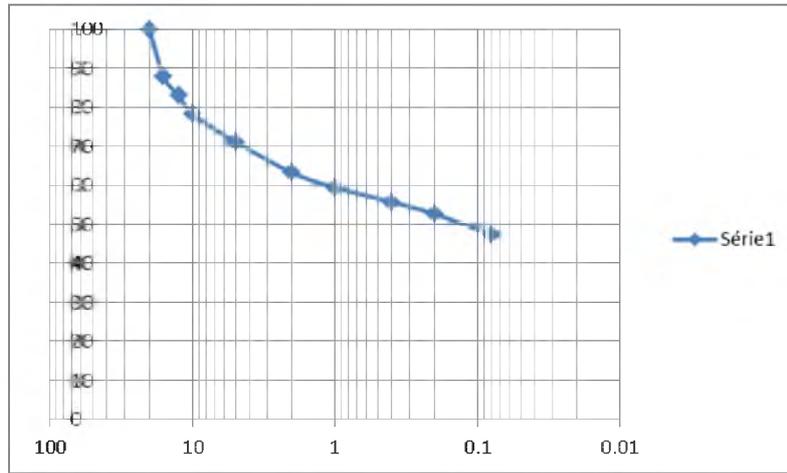


Figure 4.5 Courbe granulométrique de sol A

Tableau 4.4 Résultats de l'analyse granulométrique pour sol B

Tamis (mm)	Refus cumulés		Tamisats (%)
	(g)	(%)	
16	37.7	6.28	93.72
12.5	60.9	10.15	89.85
10	96.2	16.03	83.97
5	165	27.50	72.50
2	232.9	38.81	61.19
1	270.1	45.01	54.99
0.4	312.1	52.01	47.99
0.2	340.8	56.80	43.20
0.08	372.3	62.05	37.95

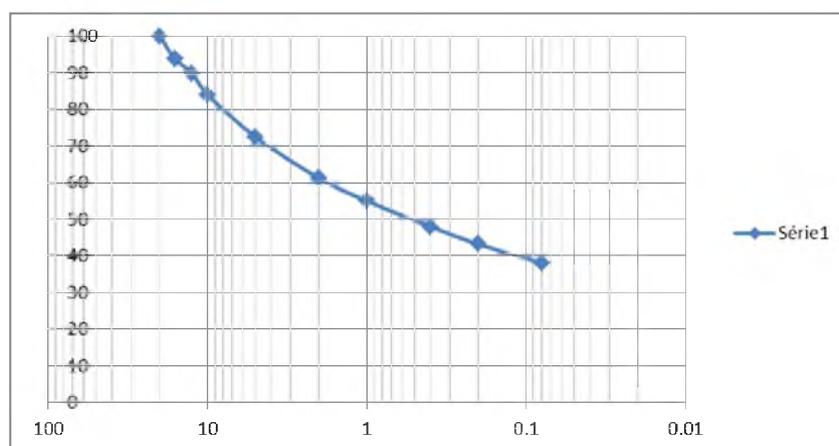


Figure 4.6 Courbe granulométrique de sol B

Tableau 4.5: ci-dessous correspond à la norme française NF P18-560 utilisée notamment dans le domaine :

Tableau 4.5 Types de sol selon la taille de la particule.

Maxi	Appellation	Mini
200mm	Cailloux	20 mm
20 mm	Graviers	2 mm
20 μm	Limons	2 μm
2 μm	Argiles	

4.3.4 Principe de l'essai de sédimentation

-Tamiser l'échantillon de sol par lavage (passant au tamis 0.08mm), et récupérer le tamisât, sécher l'échantillon dans une étuve jusqu' au poids constant, prendre à 80g + 10g de tamisât sec. Imbiber la prise d'essai dans une éprouvette cylindrique en verre de 2litre contenant un mélange d'eau distillée ou déminéralisée et solution à 5% d'hexamé taphosphate de sodium ($\text{Na}_6(\text{PO}_3)_6, 10 \text{ H}_2\text{O}$), comme le montre la figure 4.7.



Figure 4.7 Appareil Agitateur et Solution.

Laisser imbiber pendant au moins 15 heures à température ambiante;

-agiter vigoureusement la suspension au moyen d'un agitateur manuel, retirer l'agitateur manuel et déclencher au même instant le chronomètre (début de l'essai), Plonger le thermomètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre; procéder à la prise des lectures du densimètre et de la température aux temps suivant(en minutes): 0.5 -1 -2 -5 - 10 -20 - 80 - 240- 1440).

Calculer le pourcentage des tamisas et complète la courbe granulométrique



Figure 4.8 Essai de Sédimentation

Tableau 4.6 les calculs d'essai sédimentation pour sol A

Temps de lecture	Lecture densimètre	Température	Correction température	Lecture corrigée	%passants de l'échant	Diamètre équivalent
Sec	<i>R</i>	<i>T C°</i>	<i>Ct</i>	<i>RC</i>	<i>P %</i>	<i>D mm</i>
30	1.023	18	-0.002	1.0215	40.28	0.063193
60	1.022	18	-0.002	1.0205	38.411	0.044684
120	1.0205	18	-0.002	1.019	35.601	0.031596
300	1.0185	18	-0.002	1.017	31.853	0.021182
600	1.0165	19	-0.0015	1.0155	29.043	0.015028
1200	1.015	19	-0.0015	1.014	26.232	0.010732
2400	1.0135	19	-0.0015	1.0125	23.421	0.007662
4800	1.012	19	-0.0015	1.011	20.611	0.00547
14400	1.011	19	-0.0015	1.01	18.737	0.003178
86400	1.009	15	-0.002	1.0075	14.053	0.001313

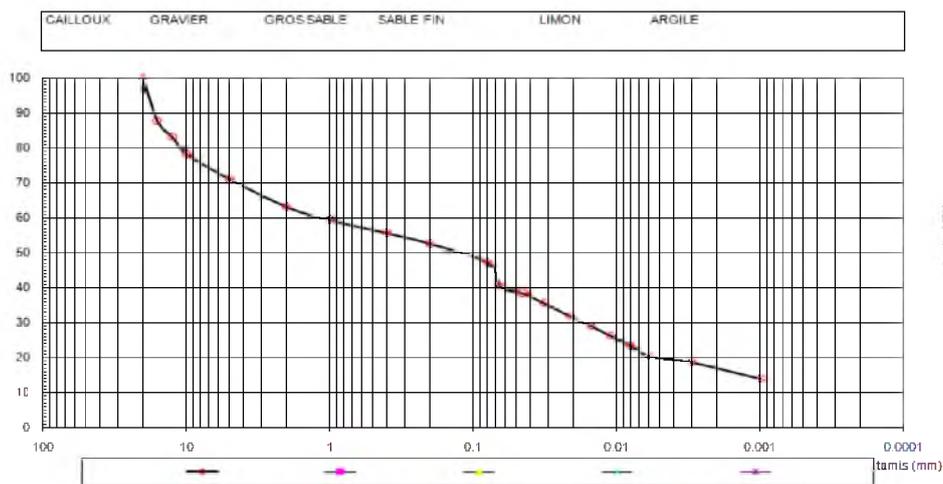


Figure 4.9 La courbe granulométrique par sédimentation de sol A

Tableau 4.7 les calculs d'essai sédimentation pour sol B

Temps de lecture	Lecture densimètre	Température	Correction température	Lecture corrigée	%passants de l'échant	Diamètre équivalent
Sec	R	T C°	Ct	RC	P %	D mm
30	1.0225	18	-0.002	1.021	31.54	0.06343
60	1.021	18	-0.002	1.0195	29.290	0.044852
120	1.019	18	-0.002	1.0175	26.286	0.031715
300	1.017	18	-0.002	1.0155	23.282	0.21393
600	1.015	19	-0.0015	1.0140	21.029	0.015177
1200	1.0135	19	-0.0015	1.0125	18.776	0.010836
2400	1.0125	19	-0.0015	1.0115	17.274	0.007711
4800	1.011	19	-0.0015	1.01	15.021	0.005504
14400	1.0095	19	-0.0015	1.0085	12.767	0.003207
86400	1.008	15	-0.002	1.0065	9.763	0.001321

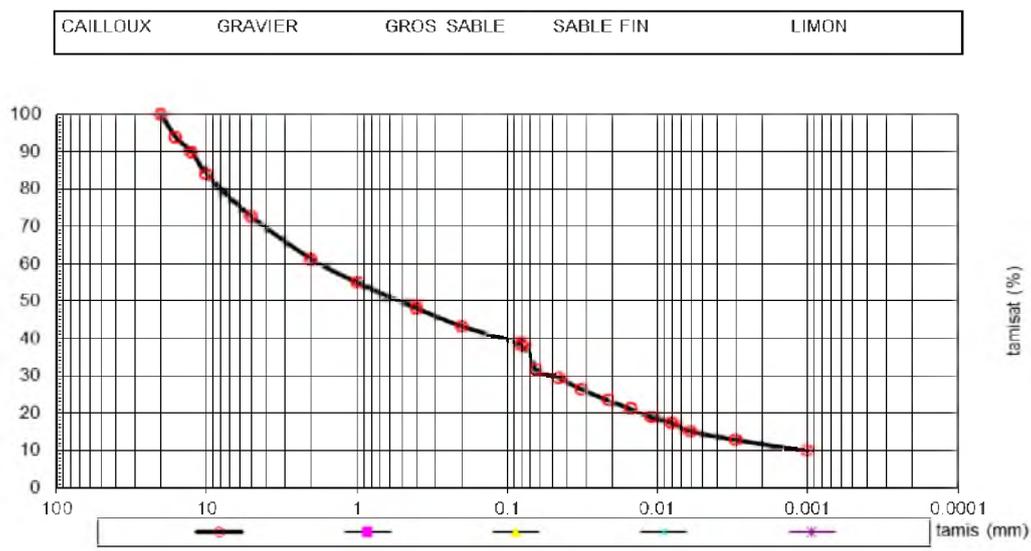


Figure 4.10 La courbe granulométrique par sédimentation de sol B

4.4 Essais des Limites d'Atterberg

L'analyse microscopique a illustré un premier mécanisme physico-chimique d'interaction eau minérale argileuse qui est celui des molécules d'hydratation des cations échangeables, attirés électriquement par le déficit de charge des feuillets argileux (lui-même dû, entre autres, à certaines substitutions isomorphes).

Ce mécanisme met en évidence l'importance des sels dissous dans l'eau interstitielle. Sur un plan macroscopique, ce phénomène est à rapprocher de la notion des limites d'Atterberg. Ainsi, l'indice de plasticité $IP = w_P - w_L$ peut s'interpréter comme la quantité d'eau nécessaire pour faire passer un sol de l'état "solide" ($w_n < w_P$) à l'état "liquide" ($w_n > w_L$).

Plus le sol possède de minéraux actifs dans leur interaction avec l'eau, plus il sera nécessaire d'ajouter de l'eau au sol pour qu'il devienne liquide ; sachant qu'une grande partie de cette eau sera adsorbée par les particules, il ne restera donc pas à l'état liquide et ne confèrera pas au matériau un état liquide mais pâteux, correspondant à la phase plastique. Quand toute la capacité d'adsorption du sol sera saturée, alors l'eau en excès restera à l'état libre c'est-à-dire liquide.

4.4.1 Activité des argiles

Les limites d'Atterberg sont fonctions des dimensions des grains et de la composition minéralogique du sol. Pour une argile contenant des particules solides assez grosses, **Skempton (1957)** a montré que l'indice de plasticité dépend de la quantité de grains solides de dimensions inférieures ou égales à $2\mu m$.

$$Ac = \frac{\text{indice de plasticité}}{\% \text{ elements inférieur a } 2\mu m}$$

Ac : est défini comme étant l'activité colloïdale du sol. A titre indicatif le tableau VI-1 donne l'indice de plasticité, l'indice de liquidité et l'activité pour différents types d'argiles.

Tableau 4.8 Activités des argiles (Chelghoum, 2006)

Minéraux l'argileux	I_L	I_P	Activité
Kaolinite	40 – 60	10 – 25	0.4
Illite	80 – 120	50 – 70	0.9
Sodium montmorillonite	700	650	7
Autre montmorillonite	300 – 650	200 - 550	1.5
Sol granulaire	20 et <	0	-

4.4.2 Objectif

La limite d'Attreberg détermine l'état de consistance d'un sol et des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre les états d'un sol.

4.4.3 Principe

1. Procéder à un quartage afin que l'échantillon soit représentatif.
2. Imbiber l'échantillon dans un récipient.
3. Tamiser l'échantillon dans un tamis 0.04mm et récupérer le tamisât.
4. Sécher le matériau dans une étuve réglée à 105°C pour les sols non gypseux à 55°C pour les sols gypseux.
5. Placer l'échantillon de sol dans la coupelle et tracer un sillon avec l'outil à rainurer, par convention, la limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui correspond à fermeture d'un (1cm) des lèvres de la rainure après 25chocs.
6. Calcul la limite de liquidité.
7. Limite de plasticité I_p

4.4.4 Indice de plasticité I_P

Cet indice définit l'étendue du domaine plastique du sol entre les limites de liquidité et de plasticité : $I_p = W_l - W_p$

L'indice de plasticité caractérise la largeur de la zone où le sol étudié à un comportement plastique. (R.Dupain R.Lanchon J.C.Saint.Arroman).

Tableau 4.9 Classification de l'argile d'un sol selon l'indice de plasticité I_p

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

Un sol, dont l'indice I_p est grand, est très sensible aux conditions atmosphériques, car plus I_p est grand plus le gonflement par humidification de la terre et son retrait par dessiccation seront importants. I_p précise donc aussi les risques de déformation du matériau.



Photo 4.2 la limite de liquidité au laboratoire (LTPE – Annaba).

Tableau 4.10 Limites d'Atterberg et indice de plasticité de certains minéraux argileux.

Minéraux argileux	Lons métalliques	W_p (%)	W_L (%)	Indice de plasticité I_p
Kaolinite	N_a	32	53	21
	K	29	49	20
	C_a	27	38	11
	M_g	31	54	23
	F_e	37	59	22
Montmorillonite	N_a	54	710	656
	K	98	660	562
	C_a	81	510	429
	M_g	60	410	350
	F_e	75	290	215
Illite	N_a	53	120	67
	K	60	120	60
	C_a	45	100	55
	M_g	46	95	49
	F_e	49	110	61
Argile d'Orly (France)	-	32	18	14
Argile de Londres	-	80	30	50
Argile de Mexico	-	500	375	125

4.4.5 Indice de consistance IC

Cet indice prend en considération la teneur en eau naturelle w d'un sol et les limite d'Atterberg permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance :

$$I_c = \frac{W_l - W}{I_p}$$

Tableau 4.11 Etat du sol en fonction de l'indice de consistance

Indice de consistance I_c	Etat- du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 0$	Liquide



Photo 4.3 Limite de plasticité au laboratoire (LTPE-Annaba).

4.4.6 Expression des résultats

A partir des limites d'Atterberg, on peut calculer les indices suivants qui expriment la sensibilité à l'eau du sol (I_p) et sa consistance (I_c) par rapport à sa teneur en eau (W_n) :

Indice de plasticité : $I_p = W_L - W_P$

Pour sol A

Tableau 4.12 Indice de plasticité pour sol A (grise)

EXPRESSION DES Résultats		
Limites d'Atterberge	$W_L = 36$	$W_P = 16$
Indice de plasticité : $I_p = W_L - W_P$	$I_p =$	20

Pour sol B

Tableau 4.13 indice de plasticité pour sol B (rouge)

EXPRESSION DES Résultats		
Limites d'Atterberge	$W_L = 26$	$W_P = 10$
Indice de plastiité : $I_p = W_L - W_P$	$I_p =$	16

Tableau 4.14 Classification indice de plasticité et degré de plasticité

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

- Calcul la teneur en eau initial (W_n) 0

Tableau 4.15 La Teneur en eau initial aux les doux sols A et B

	Sol A	Sol B
<i>La masse de la tare (g)</i>	46.4	44.1
<i>La masse de la tare+Le sol (g)</i>	296.4	294.1
<i>La masse de sol sèche+ la tare (g)</i>	291	279.8
La teneur en eau %	2.20	6.1

4.4.7 Classification des sols A et B

Sol A

$$D_{\max} = 18 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tamiséat } 80 \mu\text{m} = 47\% < 35\%$$

Classe **A** sols sableux et graveleux avec fines

$$\text{Indice de plasticité} = 26 \quad 25 < I_p \leq 40$$

Sous classe **A3** Argile (très plastique)

Sol B

$$D_{\max} = 18 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tamiséat } 80 \mu\text{m} = 38\% > 35\%$$

Classe **A** sols sableux et graveleux avec fines

$$\text{Indice de plasticité} = 16 \quad 12 < I_p \leq 25$$

Sous classe **A2** Sable fins argileux (peu plastique)

5.1 Essais de compactage (Proctor normal)

5.1.1 Introduction sur l'essai Proctor

L'essai Proctor, mis au point par l'ingénieur Ralph R. Proctor (1933), est un essai géotechnique qui permet de déterminer la teneur en eau nécessaire pour obtenir la densité sèche maximale d'un sol granulaire (ou non) par compactage à une énergie fixée (poids de dame, nombre de coups et dimensions normés).

Les remblais posent à l'ingénieur routier un certain nombre de problèmes, d'où on peut citer :

- La stabilité des talus
- La résistance des talus à l'érosion.
- Le tassement.
- Et le compactage.

Le compactage des sols est donc une technique utilisée en génie civil visant à améliorer la qualité des sols pour la construction. Le « compactage » est le procédé le plus économique toujours utilisé dans la construction des remblais pour améliorer la densité sèche du sol (γ_d).

Le « compactage » est une réduction pratiquement instantanée du volume du sol dû à la réduction des vides d'air. Il n'y a pas d'expulsion d'eau ce qui différencie le compactage de la consolidation. [arvor

geo.fr/cariboost_files/Proctor_20du_2026_01.pdf]

L'étude du compactage s'effectue à l'aide d'un damage normalisé connu sous le nom de « l'essai Proctor ».

5.1.2 But de l'essai

C'est l'un des essais les plus utilisés en géotechnique routière. Il a pour but de déterminer au laboratoire les conditions de compactage d'un sol donné en fonction de la teneur en eau et l'énergie de compactage. A une énergie de compactage donnée, il s'agit de déterminer la teneur en eau optimale (W_{opt}) et la densité maximale ($\gamma_{d\ max}$) Proctor correspondantes.

N.B : L'essai s'effectue sur un matériau ne contenant que des éléments inférieurs à 20mm. Il existe deux sortes d'essais Proctor : Proctor normal et Proctor modifié.

Tableau 5.1 Caractéristiques essentielles pour les deux types de compactage

Essai Proctor normal	Essai Proctor modifié
Poids de la dame 2,490kg	Poids de la dame 4,538kg
Hauteur de la chute 305mm	Hauteur de la chute 457mm
Nombre de couches 3	Nombre de couches 5
Pour les remblais	Finir avec ce Proctor pour les 50 dernier cm

Il est nécessaire à l'échantillon de le prélever par quartage ou de préférence au moyen d'un échantillonneur.



Photo 5.1 Les équipements utiles pour l'essai de compactage au laboratoire (LTPE .Annaba).



Photo 5.2 Essais de compactage dans laboratoire (LTPE .Annaba).

5.1.3 Résultats d'essai Proctor

5.1.3.1 Compactage de l'échantillon de sol (type A)

a. Sol A (sans additives)



Photo 5.3 Essais de compactage du sol A dans laboratoire (LTPE .Annaba).

Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A sans addition sont présentés dans le tableau 5.2

Tableau 5.2 : Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (sans additives).

	Sol A (sans additives)		
Teneur en eau (w) %	14.01	16.34	19.04
Masse volumique humide (g/cm^3)	2.04	2.08	2.09
Masse volumique sèche (g/cm^3)	1.78	1.79	1.75

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.2. A partir de la courbe ci-dessous, on peut déduire la masse volumique sèche maximale 1.79 g/cm^3 qui correspond à une teneur en eau de 16.34%.

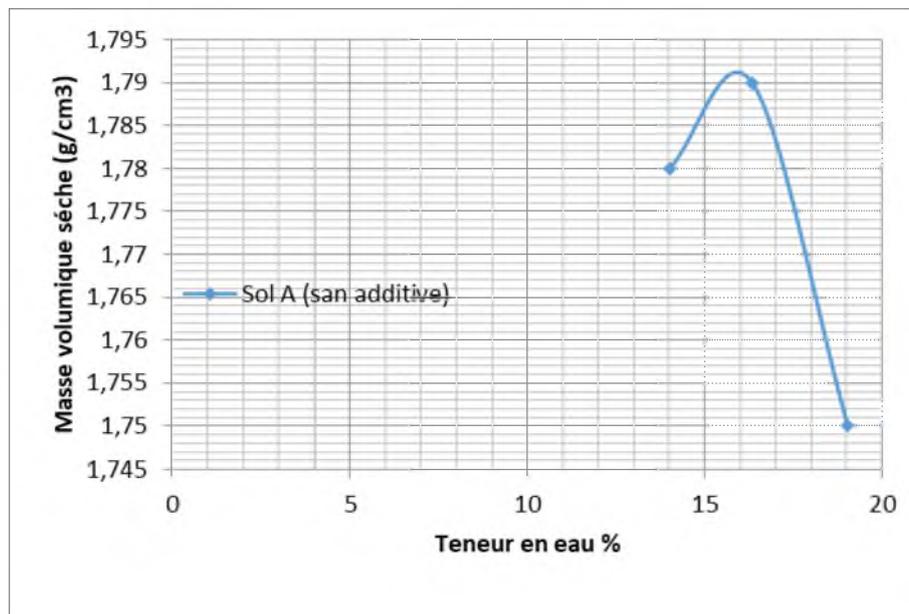


Figure 5.1 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (sans additives).

b. Sol A avec la chaux



Photo 5.4 L'essai Proctor pour sol A avec la chaux (laboratoire (LTPE. Annaba)).

Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A avec l'addition de 2% de la chaux sont présentés dans le tableau 5.3

Tableau 5.3 Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (avec 2% de la chaux).

	Sol A (Avec 2% Chaux)		
Teneur en eau (w) %	17.5	19.70	22.81
Masse volumique humide (g/cm^3)	1.96	2.03	2.03
Masse volumique sèche (g/cm^3)	1.66	1.70	1.65

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.3. A partir de la courbe ci-dessous, on peut déduire la masse volumique sèche maximale 1.70 g/cm^3 qui correspond à une teneur en eau de 19.70%.

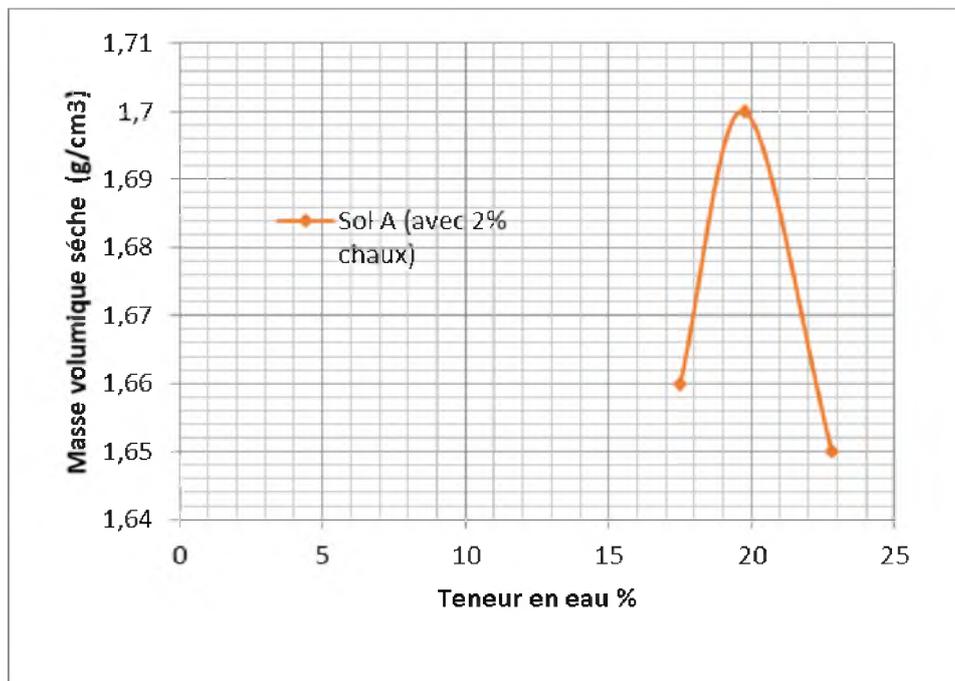


Figure 5.2 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 2% chaux).

D'après les résultats obtenus des deux figures 5.1 et 5.2, on constate que la chaux fait diminuer le poids volumique sec maximal et augmenter la teneur en eau optimale.

Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A avec l'addition de 4% de la chaux sont présentés dans le tableau 5.4

Tableau 5.4 Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (avec 4% de la chaux).

	Sol A (avec 4% Chaux)		
Teneur en eau (w) %	21.97	22.24	25.83
Masse volumique humide (g/cm^3)	2.00	2.07	2.03
Masse volumique sèche (g/cm^3)	1.63	1.69	1.61

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.4. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est $1.69 g/cm^3$ correspondant à une teneur en eau de 22.24%.

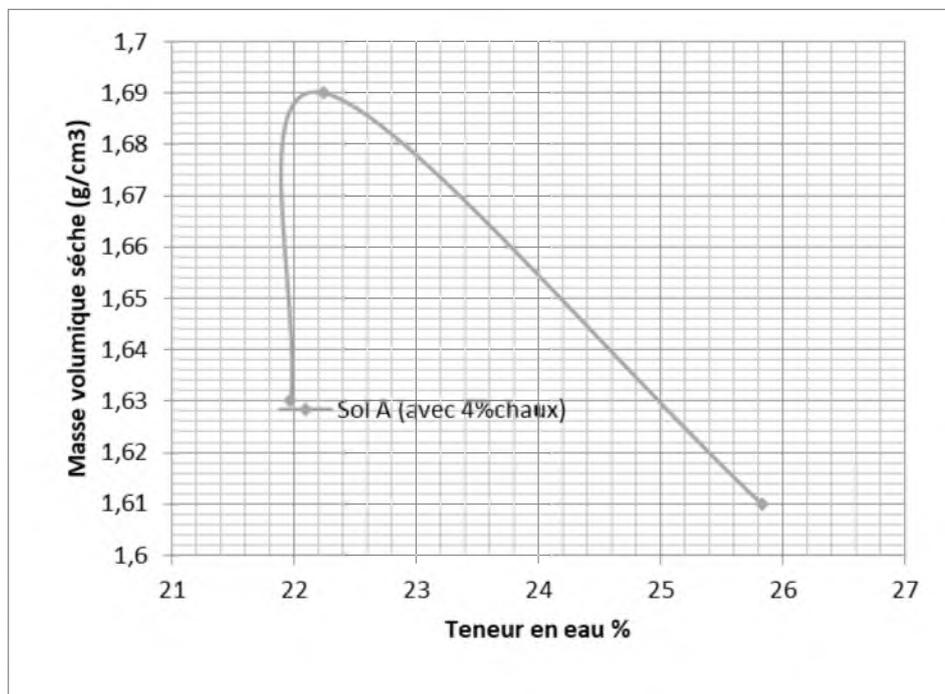


Figure 5.3 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 4% chaux).

Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A avec l'addition de 6% de la chaux sont présentés dans le tableau 5.5

Tableau 5.5 Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (avec 6% de la chaux).

	Sol A (avec 6% Chaux)		
Teneur en eau (w) %	22.5	24.90	28.77
Masse volumique humide (g/cm^3)	2.05	2.10	2.06
Masse volumique sèche (g/cm^3)	1.67	1.68	1.60

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.5. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est $1.68 g/cm^3$ correspondant à une teneur en eau de 24.90%.

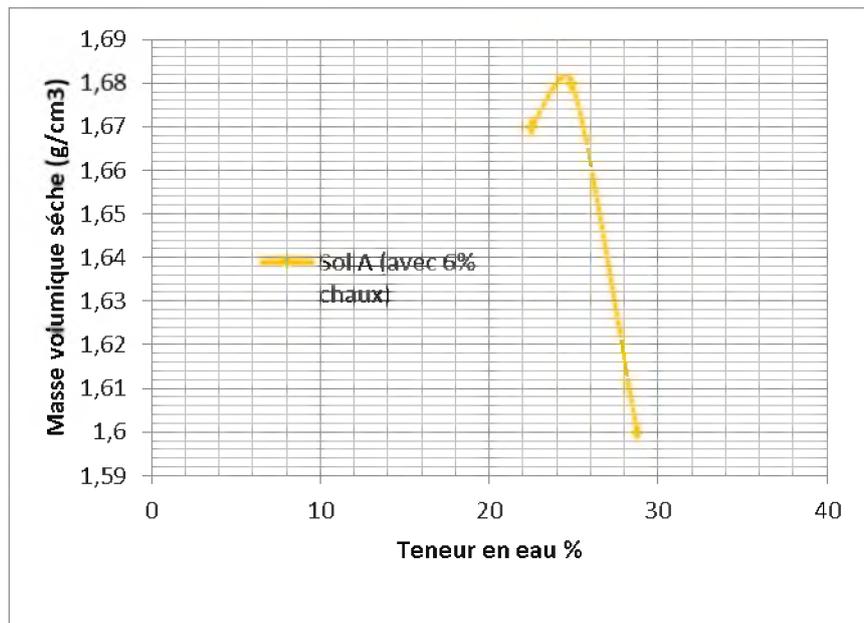


Figure 5.4 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 6% chaux).

c. Sol A avec la poudre du Marbre

La photo 5.5 Montre la couleur Onyx polychrome de Mahouna (Guelma).



Photo 5.5 Présente la couleur Onyx polychrome de Mahouna (Guelma).



Photo 5.6 L’essai Proctor pour sol A avec la poudre du marbre (Laboratoire (LTPE. Annaba)).

Tableau 5.6 Les résultats des paramètres de l’essai Proctor standard pour sol A (avec 2% poudre du marbre).

	Sol A (avec 2% poudre du Marbre)		
Teneur en eau (w) %	13.57	15.52	18.27
Masse volumique humide (g/cm³)	2.10	2.18	2.16
Masse volumique sèche (g/cm³)	1.84	1.88	1.82

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.6. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.88 g/cm³ correspondant à une teneur en eau de 15.52%.

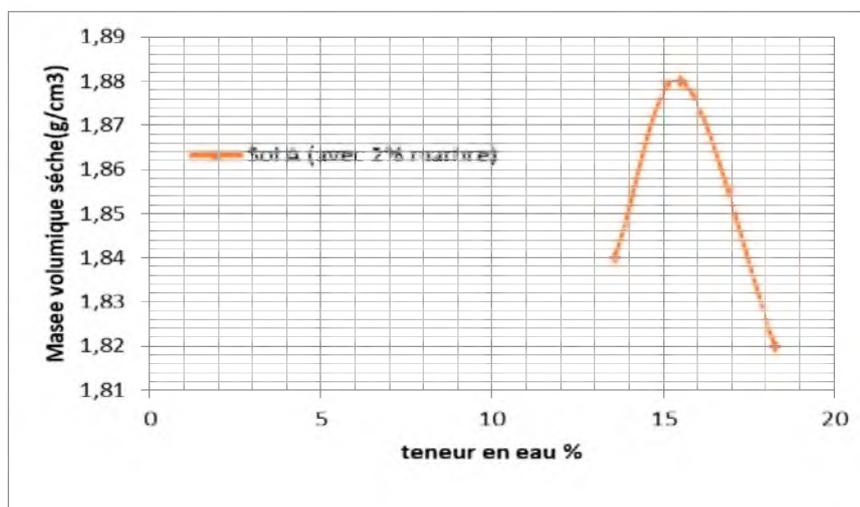


Figure 5.5 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 2% poudre du marbre).

Tableau 5.7 Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (avec 4% poudre du marbre).

	Sol A (avec 4% poudre du Marbre)		
Teneur en eau (w) %	13.45	15.52	18.16
Masse volumique humide (g/cm^3)	2.11	2.19	2.18
Masse volumique sèche (g/cm^3)	1.86	1.89	1.84

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.7. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est $1.89 g/cm^3$ correspondant à une teneur en eau de 15.52%.

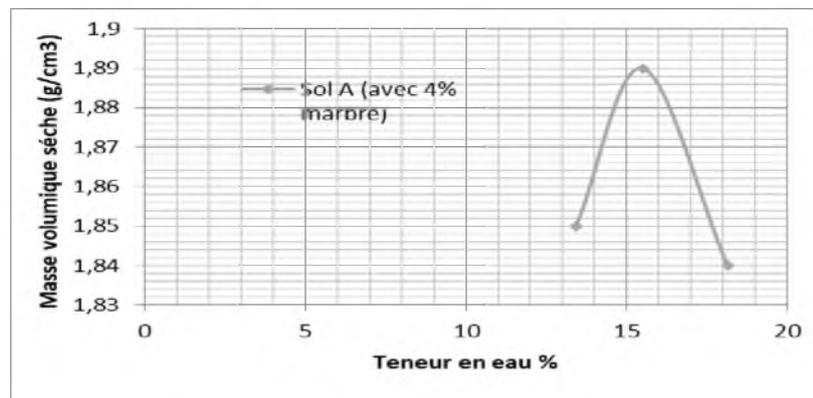


Figure 5.6 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 4% poudre du marbre).

Tableau 5.8 Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol A (avec 6% poudre du marbre).

	Sol A (avec 6% poudre du Marbre)		
Teneur en eau (w) %	11.26	13.20	15.40
Masse volumique humide (g/cm^3)	2.06	2.15	2.15
Masse volumique sèche (g/cm^3)	1.85	1.90	1.86

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.8. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est $1.90 g/cm^3$ correspondant à une teneur en eau de 13.20 %.

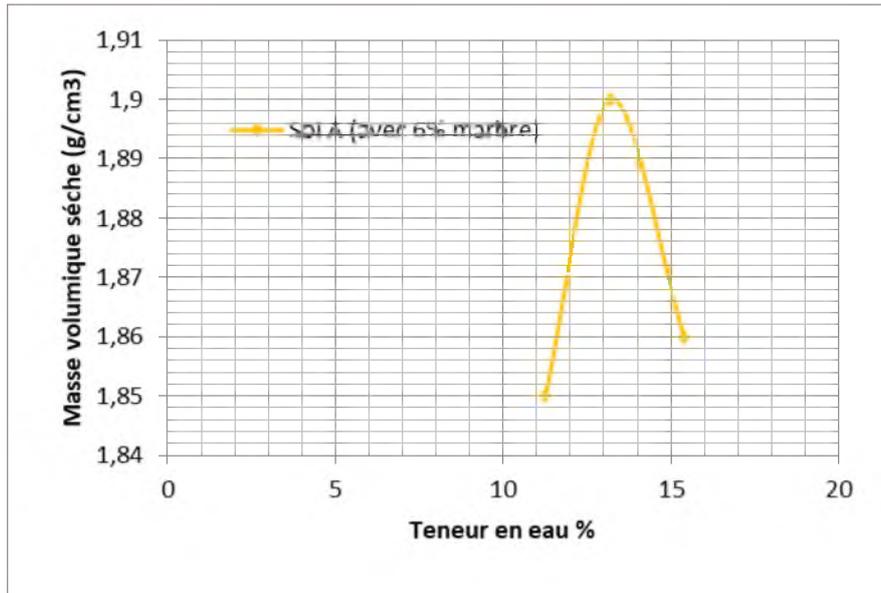


Figure 5.7 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (avec 6% poudre du marbre).

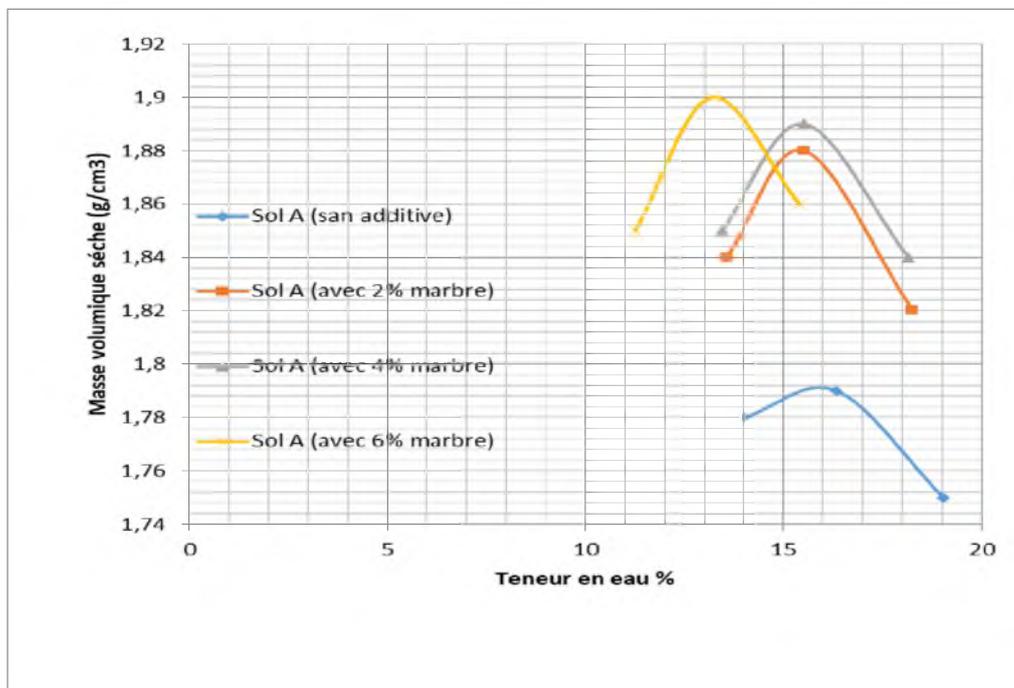


Figure 5.8 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol A (sans et avec différents pourcentages de la poudre du marbre).

La figure 5.7 donne l'évolution des masses volumiques sèches en fonction de la teneur en eau du sol A traité aux différents pourcentages en poudre du marbre. On constate que la plus grande valeur de la masse volumique sèche (1.90 g/cm^3) est obtenue à 6% de la poudre du marbre.

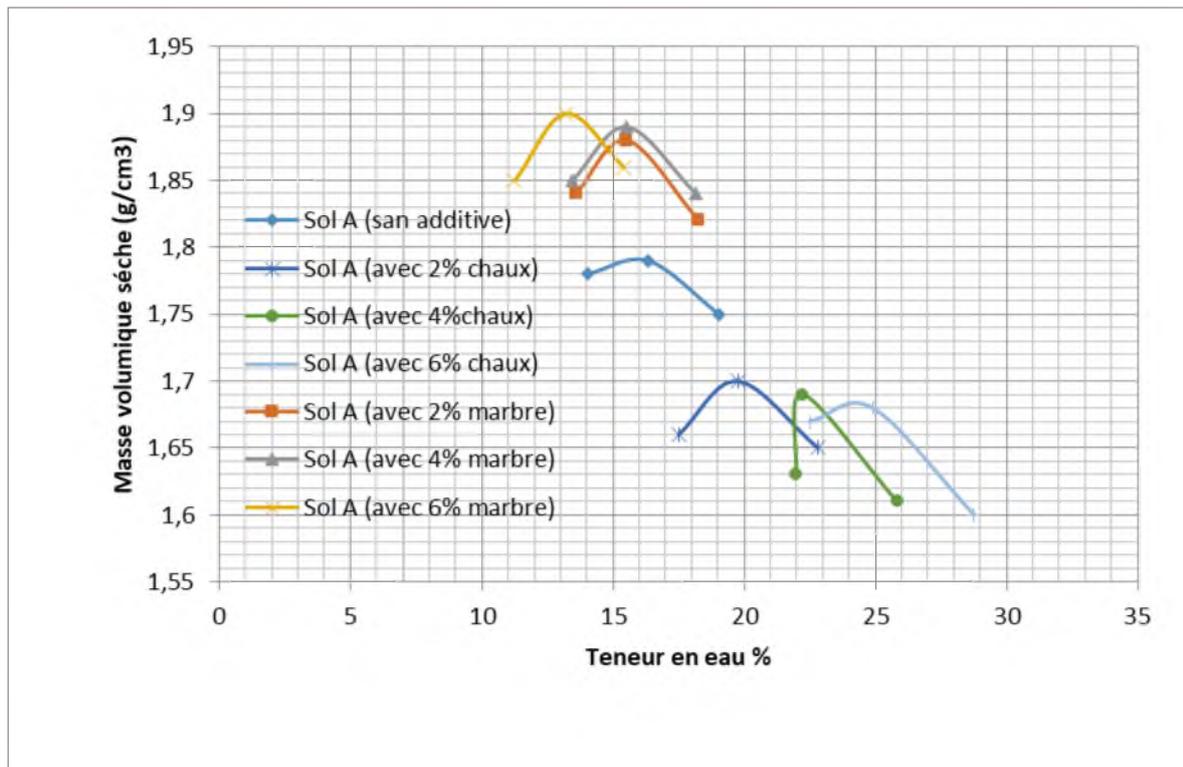


Figure 5.9 Courbe de compactage (Essai Proctor normal)

pour sol A (sans et avec différents pourcentages de la chaux et la poudre du marbre).

La figure 5.8 donne l'évolution des masses volumiques sèches en fonction de la teneur en eau du sol A traité aux différents pourcentages en chaux et poudre du marbre. On constate que les plus grandes valeurs des masses volumiques sèches sont obtenues avec de la poudre du marbre.

5.1.3.2 Compactage de l'échantillon de sol (type B)

a. Sol sans additives



Photo 5.7 L'essai Proctor pour sol B sans additives

(Laboratoire (LTPE. Annaba))

Tableau 5.9 : Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (sans additives).

	Sol B (sans additives)		
Teneur en eau (w) %	11.09	13.27	16.14
Masse volumique humide (g/cm^3)	2.09	2.14	2.10
Masse volumique sèche (g/cm^3)	1.88	1.89	1.80

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.9. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est $1.89 g/cm^3$ correspondant à une teneur en eau de 13.27%.

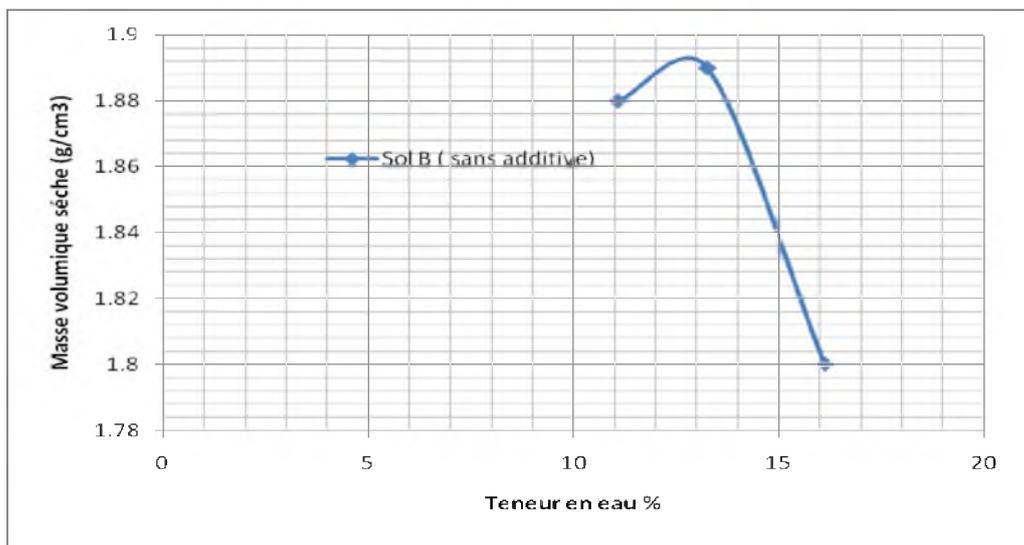


Figure 5.10 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (sans additives).

b. Sol B avec la chaux



Photo 5.8 L'essai Proctor pour sol B avec la chaux (laboratoire (LTPE. Annaba)).

Tableau 5.10 Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (avec 2% de la chaux).

	Sol B (Avec 2% Chaux)		
Teneur en eau (w) %	14.29	16.07	19.24
Masse volumique humide (g/cm³)	2.01	2.11	2.07
Masse volumique sèche (g/cm³)	1.75	1.81	1.73

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.10. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.81 g/cm³ correspondant à une teneur en eau de 16.07%.

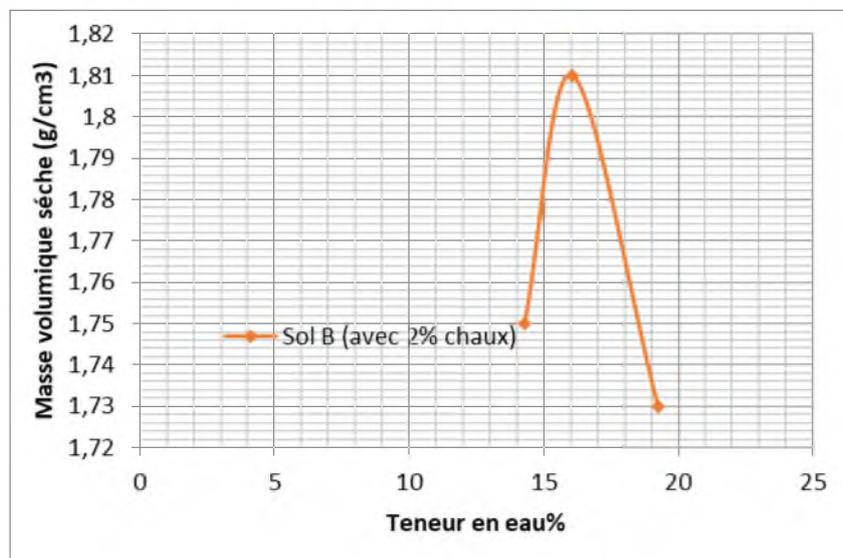


Figure 5.11 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (avec 2% chaux).

Tableau 5.11 Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (avec 4% de la chaux).

	Sol B (Avec 4% Chaux)		
Teneur en eau (w) %	16.67	18.05	21.72
Masse volumique humide (g/cm³)	2.05	2.13	2.11
Masse volumique sèche (g/cm³)	1.75	1.80	1.73

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.11. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.80 g/cm^3 correspondant à une teneur en eau de 18.05 %.

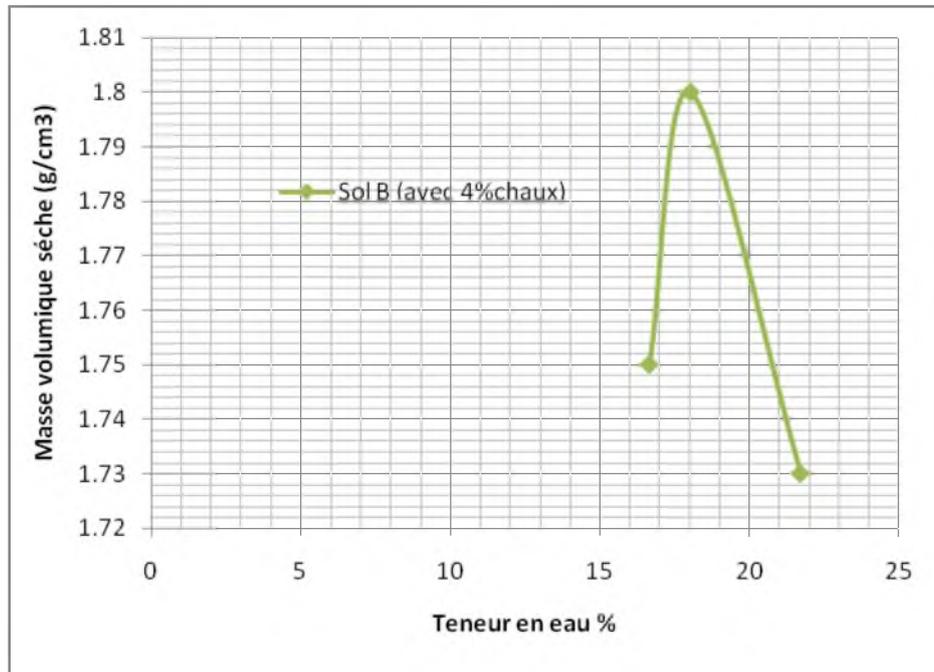


Figure 5.12 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (avec 4% chaux).

Tableau 5.12 Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (avec 6% poudre du marbre).

	Sol B (Avec 6% Chaux)		
Teneur en eau (w) %	22.5	24.9	28.77
Masse volumique humide (g/cm^3)	2.02	2.12	2.08
Masse volumique sèche (g/cm^3)	1.64	1.69	1.61

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.12. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.69 g/cm^3 correspondant à une teneur en eau de 24.9 %.

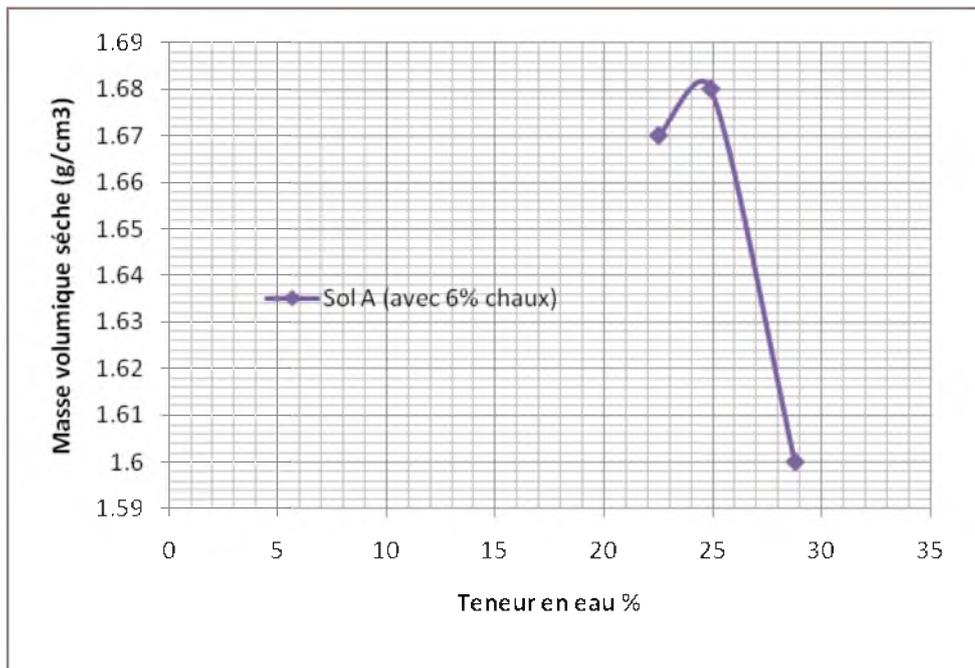


Figure 5.13 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (avec 6% chaux).

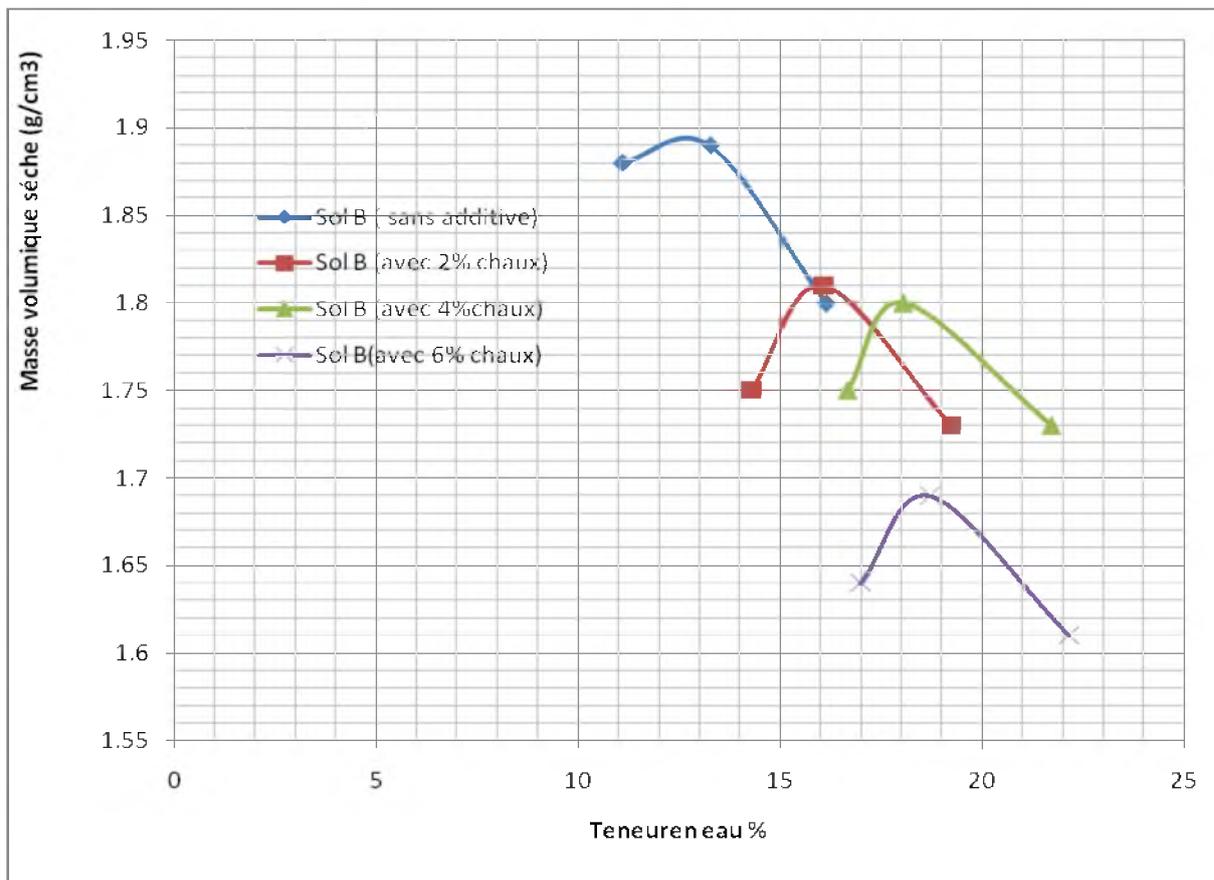


Figure 5.14 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (sans et avec différents pourcentages de la chaux).

C. Sol B avec le Marbre



Photo 5.9 l’essai proctor pour sol B avec Le Marbre_ laboratoire (LTPE. Annaba)

Tableau 5.13 Les résultats des paramètres de l’essai Proctor standard pour sol B(avec 2% poudre du marbre).

	Sol B (avec 2% en poudre du Marbre)		
Teneur en eau (w) %	8.73	10.55	12.77
Masse volumique humide (g/cm³)	2.08	2.19	2.21
Masse volumique sèche (g/cm³)	1.91	1.98	1.96

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.13. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.98 g/cm³ correspondant à une teneur en eau de 10.55 %.

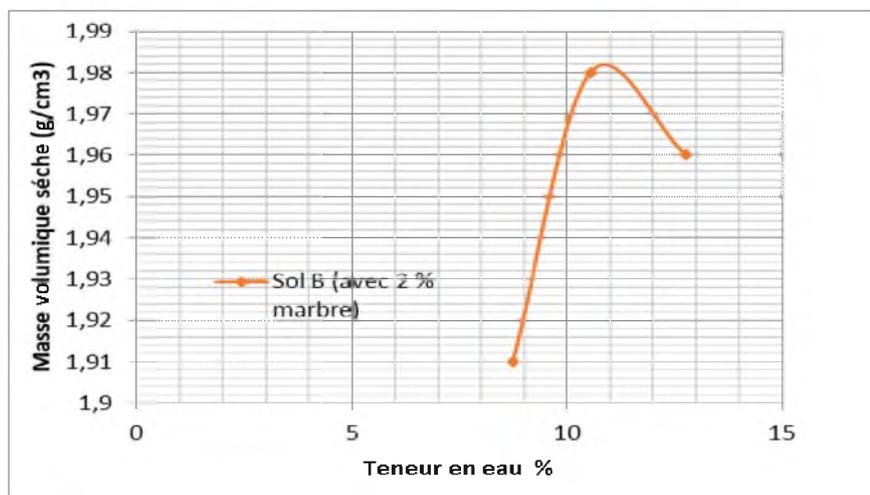


Figure 5.15 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (avec 2% en poudre du marbre).

Tableau 5.14 Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (avec 4% poudre du marbre).

	Sol B (avec 4% en poudre du marbre)		
Teneur en eau (w) %	8.88	10.68	13.39
Masse volumique humide (g/cm^3)	2.05	2.17	2.05
Masse volumique sèche (g/cm^3)	1.88	1.96	1.80

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.14. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est $1.96 g/cm^3$ correspondant à une teneur en eau de 10.68 %.

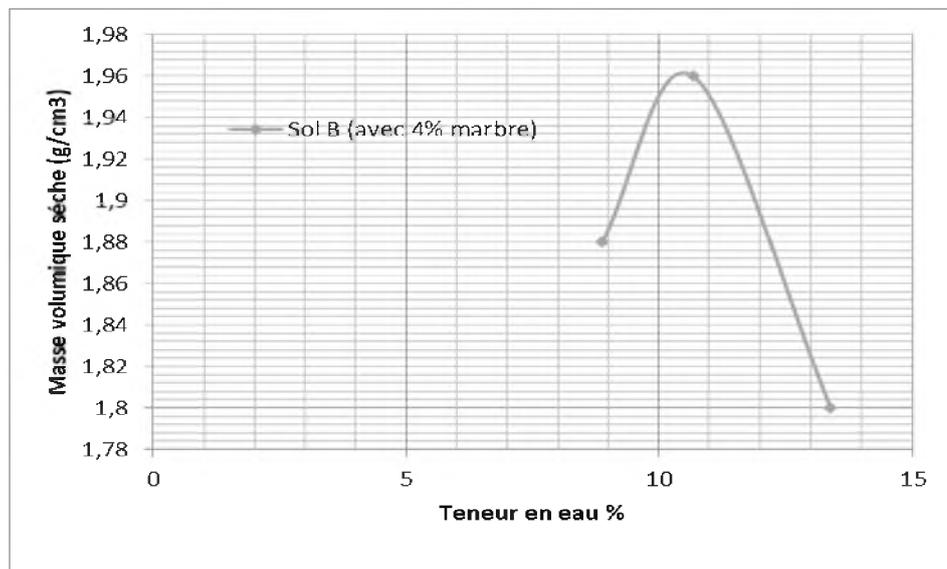


Figure 5.16 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (avec 4% en poudre du marbre).

Tableau 5.15 Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol B (avec 6% en poudre du marbre).

	Sol B (avec 6% en poudre du Marbre)		
Teneur en eau (w) %	8.79	10.48	13.80
Masse volumique humide (g/cm^3)	2.07	2.20	2.07
Masse volumique sèche (g/cm^3)	1.90	1.99	1.81

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 5.15. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.99 g/cm³ correspondant à une teneur en eau de 10.48 %.

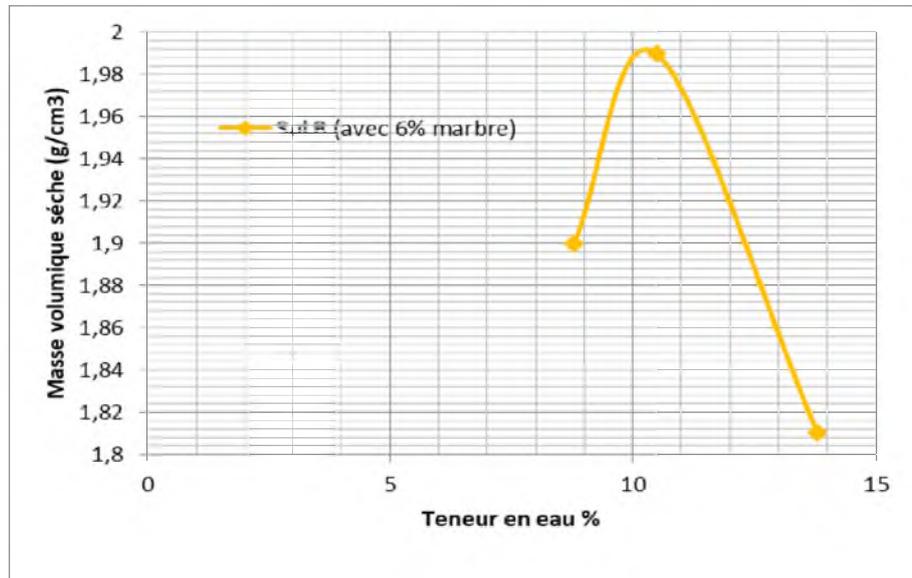


Figure 5.17 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (avec 6% en poudre du marbre).

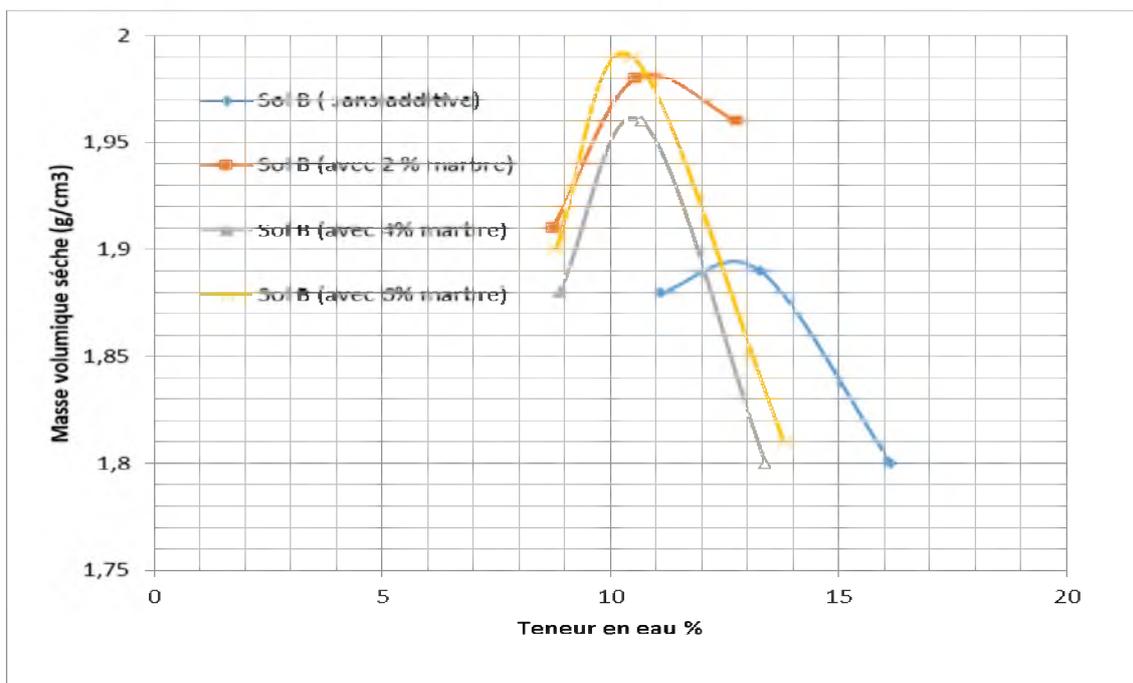


Figure 5.18 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (sans et avec différents pourcentages de la poudre du marbre).

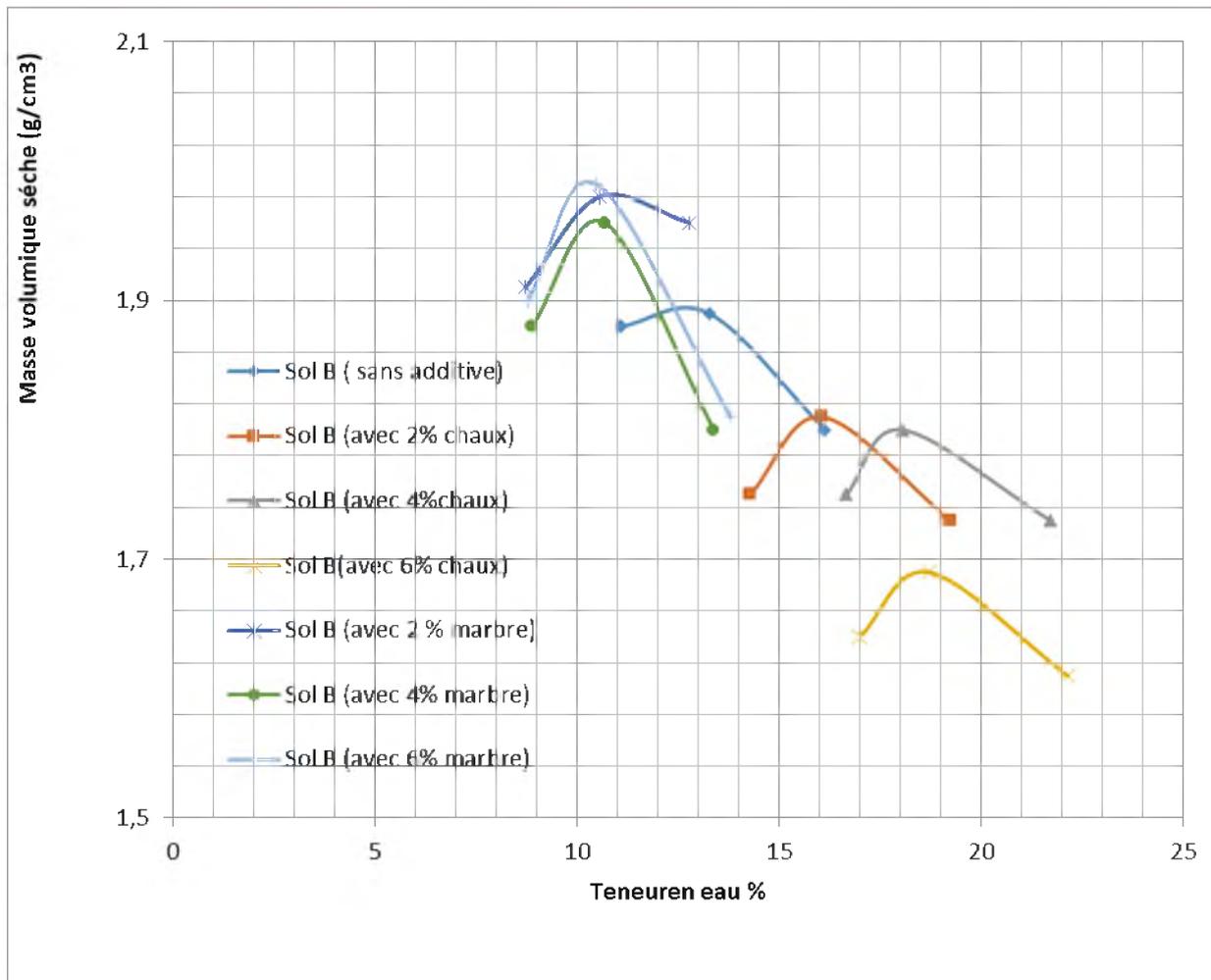


Figure 5.19 Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol B (sans et avec différents pourcentages de la chaux et la poudre du marbre).

5.2 Compression simple ou uniaxiale



Photo 5.10 : Les machines utilisées pour l'essai de la Compression simple_ laboratoire (LTPE. Annaba)

Les essais de compression simple ont été réalisés conformément à la norme NF P94-07 pour évaluer l'évolution de la résistance des sols traités ainsi que de l'influence de la quantité de chaux et de poudre de marbre ajoutée sur le traitement. Le gain de résistance des sols traités est le critère primordial pour évaluer l'efficacité du traitement.

Résistance en compression uniaxiale Dans cet essai, les éprouvette sont cylindriques et ont placée entre les plateaux d'une presse. La force axiale est augmentée jusqu'à la rupture de l'éprouvette. La valeur maximale F de la force permet de calculer la résistance en compression uniaxiale R_s du sol : $R_s = F/S$ avec S est la section transversale l'éprouvette.

5.2.1 Echantillon de sol A

a. Sol A sans additives

Tableau 5.16 Valeurs de la résistance de compression pour sol A (sans additives).

	Sol A (sans additives)		
Force de compression (kgf)	45	70	52
La résistance de compression (kgf/cm²)	2.32	3.61	2.68

b. Sol A avec la chaux

Tableau 5.17 Valeurs de la résistance de compression pour sol A (avec 2%chaux).

	Sol A (avec 2% chaux)		
Force de compression (kgf)	141	153	148
La résistance de compression (kgf/cm²)	7.28	7.90	7.64

Tableau 5.18 Valeurs de la résistance de compression pour sol A (avec 4%chaux).

	Sol A (avec 4% chaux)		
Force de compression (kgf)	87	108	75
La résistance de compression (kgf/cm²)	4.49	5.58	3.87

Tableau 5.19 Valeurs de la résistance de compression pour sol A (avec 6%chaux).

	Sol A (avec 6% chaux)		
Force de compression	62	73	54
La résistance de compression (kgf/cm²)	3.20	3.77	2.79

C. Sol A avec les Marbre**Photo 5.11** La déformation de Sol A avec Le Marbre après la compression laboratoire (LTPE. Annaba).**Tableau 5.20** Valeurs de la résistance de compression pour sol A (avec 2% poudre du marbre).

	Sol A (avec 20% poudre du Marbre)		
Force de compression (kgf)	95	102	84
La résistance de compression (kgf/cm²)	4.90	5.27	4.34

Tableau 5.21 Valeurs de la résistance de compression pour sol A (avec 4% poudre du marbre).

	Sol A (avec 4% poudre du Marbre)		
Force de compression (kgf)	63	85	58
La résistance de compression (kgf/cm²)	3.25	4.39	2.99

Tableau 5.22 Valeurs de la résistance de compression pour sol A (avec 6% poudre du marbre).

	Sol A (avec 6% poudre du Marbre)		
Force de compression	39	56	48
La résistance de compression (kgf/cm²)	2.01	2.89	2.48

5.2.2 Echantillon de sol B

Tableau 5.23 Valeurs de la résistance de compression pour sol B (sans additives).

	Sol B (sans additives)		
Force de compression (kgf)	93	102	84
La résistance de compression (kgf/cm²)	4.80	5.27	4.34

B .Sol B avec la chaux

Tableau 5.24 Valeurs de la résistance de compression pour sol B (avec 2%chaux).

	Sol B (avec 2% chaux)		
Force de compression (kgf)	85	106	96
La résistance de compression (kgf/cm²)	4.39	5.47	4.96

Tableau 5.25 Valeurs de la résistance de compression pour sol B (avec 4%chaux).

	Sol B (avec 4% chaux)		
Force de compression (kgf)	60	80	57
La résistance de compression (kgf/cm²)	3.10	4.13	2.94

Tableau 5.26 Valeurs de la résistance de compression pour sol B (avec 6%chaux).

	Sol B (avec 6% chaux)		
Force de compression (kgf)	70	78	72
La résistance de compression (kgf/cm²)	3.62	4.03	3.72

C. Sol B avec Le Marbre



Photo 5.12 : La déformation de Sol B avec marbre après la compression laboratoire (LTPE. Annaba)

Tableau 5.27 Valeurs de la résistance de compression pour sol B
(avec 2% poudre du marbre).

	Sol B (avec 2% poudre du Marbre)		
Force de compression (kgf)	58	63	60
La résistance de compression (kgf/cm²)	2.99	3.25	3.10

Tableau 5.28 Valeurs de la résistance de compression pour sol B
(avec 4% poudre du marbre).

	Sol B (avec 4% poudre du Marbre)		
Force de compression (kgf)	30	51	39
La résistance de compression (kgf/cm²)	1.55	2.63	2.01

Tableau 5.29 Valeurs de la résistance de compression pour sol B
(avec 6% poudre du marbre).

	Sol B (avec 6% poudre du Marbre)		
Force de compression (kgf)	24	38	30
La résistance de compression (kgf/cm²)	1.24	1.96	1.55

Tableau 5.30 Comparaison de la masse volumique sèche maximale et de la résistance de compression pour sol A

	Sol A (Sans addition)	La chaux (%)			La poudre du marbre		
		2	4	6	2	4	6
La résistance de compression (kgf/cm²)	3.61	7.90	5.58	3.77	5.27	4.39	2.89
Masse volumique sèche maximale (g/cm³)	1.83	1.75	1.78	1.75	1.92	1.92	1.91

Tableau 5.31 Comparaison la masse volumique sèche maximale et la résistance de compression pour sol B

	Sol B (Sans addition)	La chaux (%)			Poudre du Marbre (%)		
		2	4	6	2	4	6
La résistance de compression (kgf/cm²)	5.27	5.47	4.13	4.03	3.25	2.63	1.96
Masse volumique sèche maximale (g/cm³)	1.91	1.85	1.83	1.82	1.99	1.97	2.00

5.3 Essai de cisaillement NF P 94-71

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante. L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C. Ces valeurs servent aussi à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement.

5.3.1 Matériel utilisé

L'échantillon de sol à étudier est entre demi-botte qui peut se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale σ déterminée. La demi-botte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement F est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-botte supérieure.

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée photo 5.13.



Photo 5.13 Essai de la boîte de cisaillement au laboratoire (LTPE-Annaba).

Trousse coupante :

Poids : 46.8 g

Volume : 56.52 cm³

Hauteur : 2 cm

Diamètre : 6 cm

Vitesse de cisaillement : 1.2 mm/ms

Coef dynamométrique : 0.12

Contrainte normale (σ_1 ; σ_2 ; σ_3) : en bar

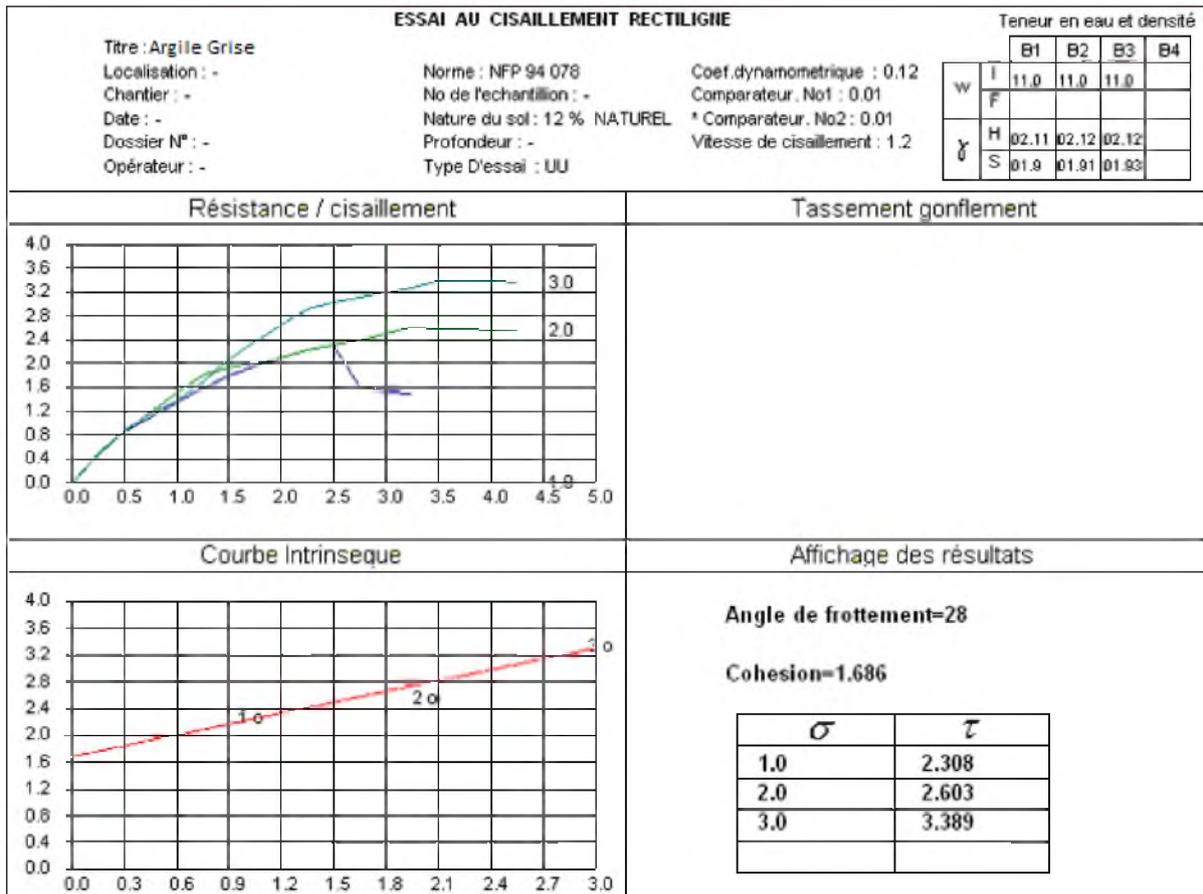


Fig. 5.20 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (Sol A San additive)

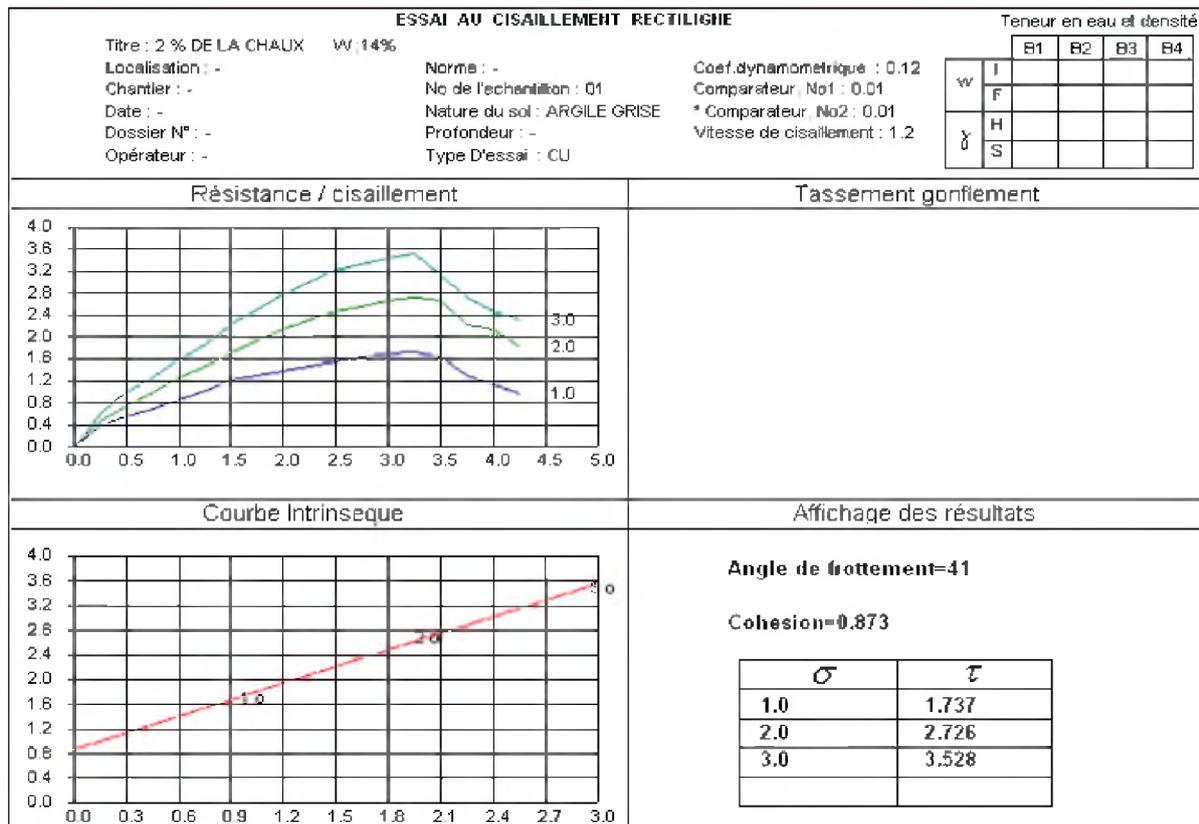


Fig. 5.21 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 2 % chaux)

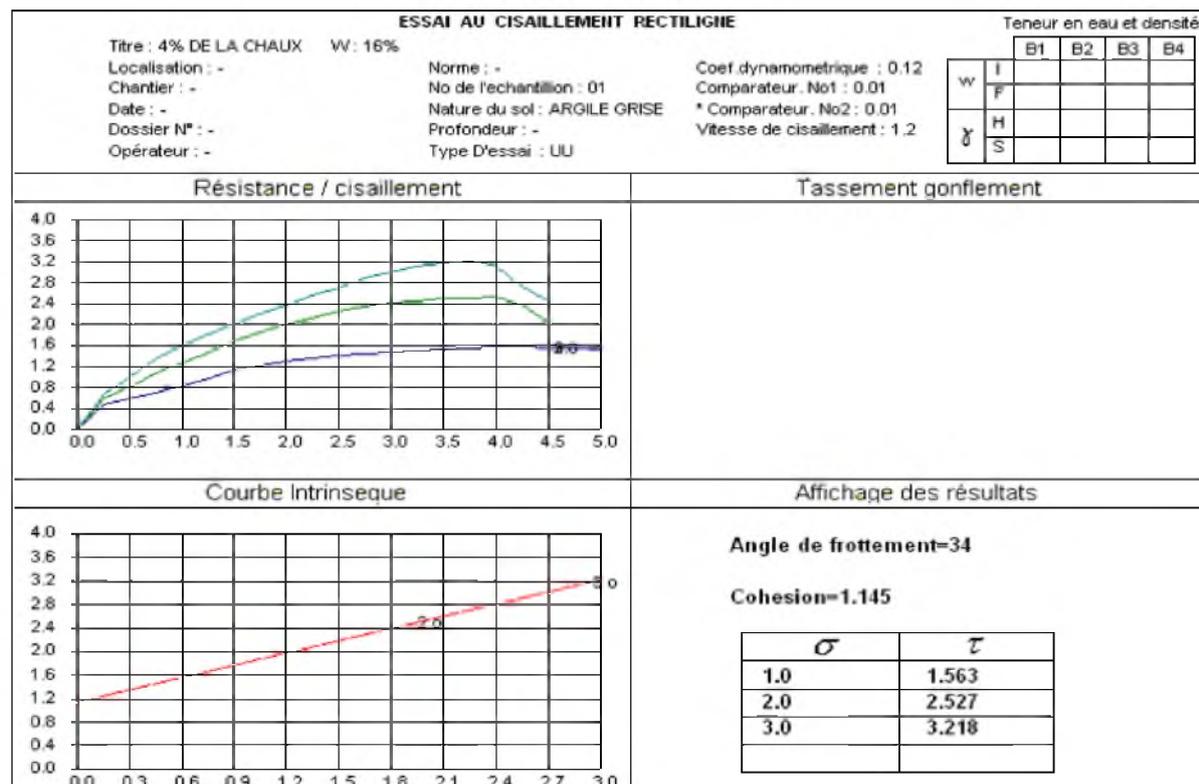


Fig. 5.22 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 4% chaux)

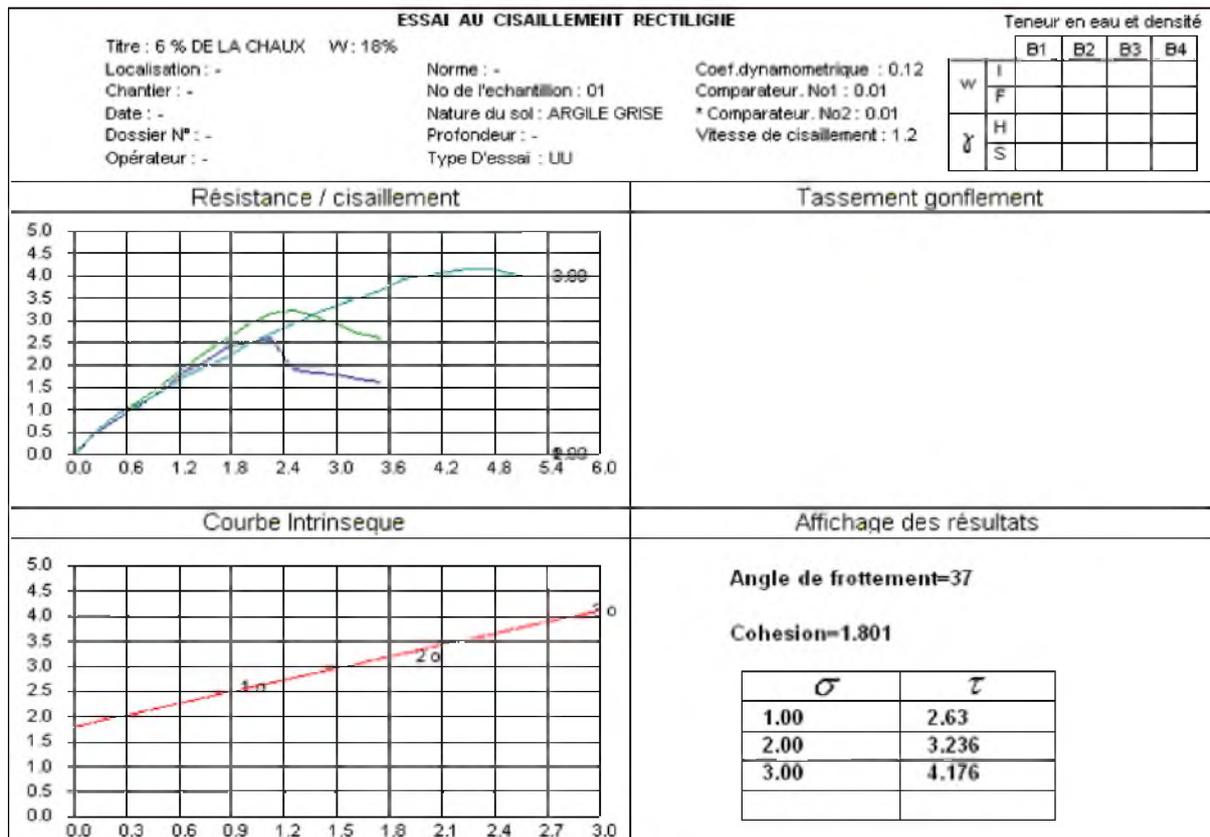


Fig. 5.23 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 6 % chaux)

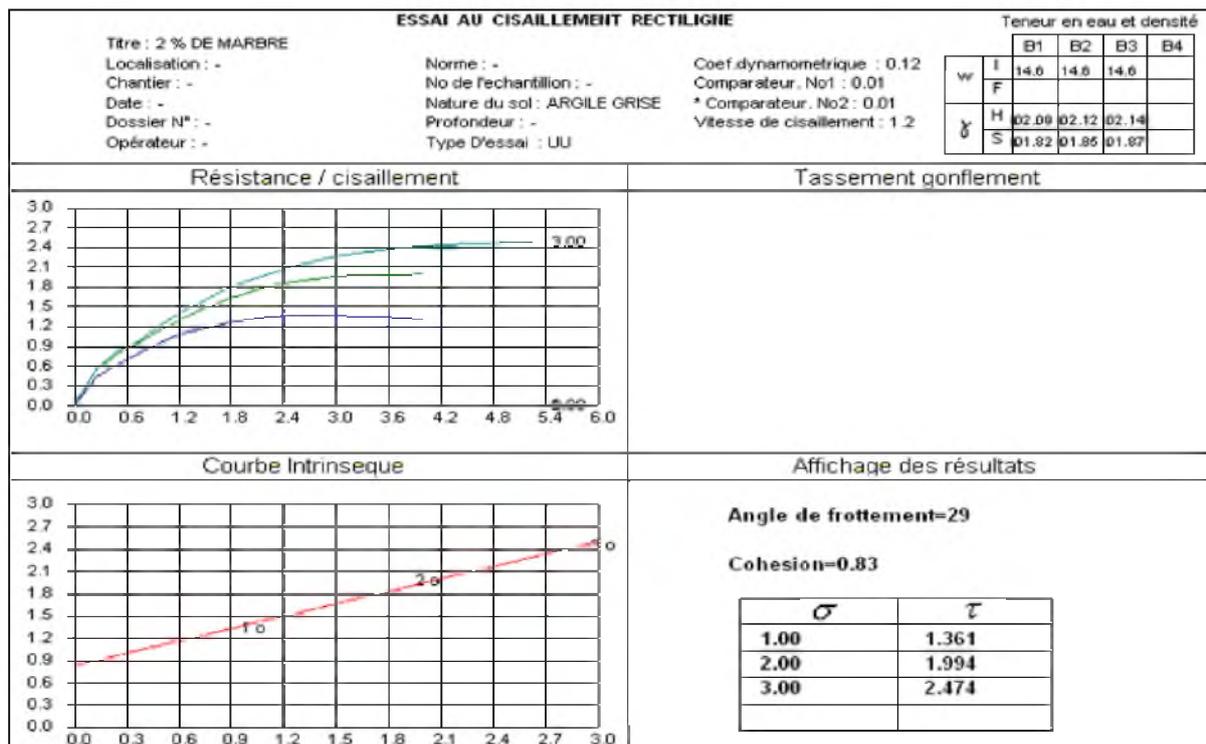


Fig. 5.24 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 2 % Marbre)

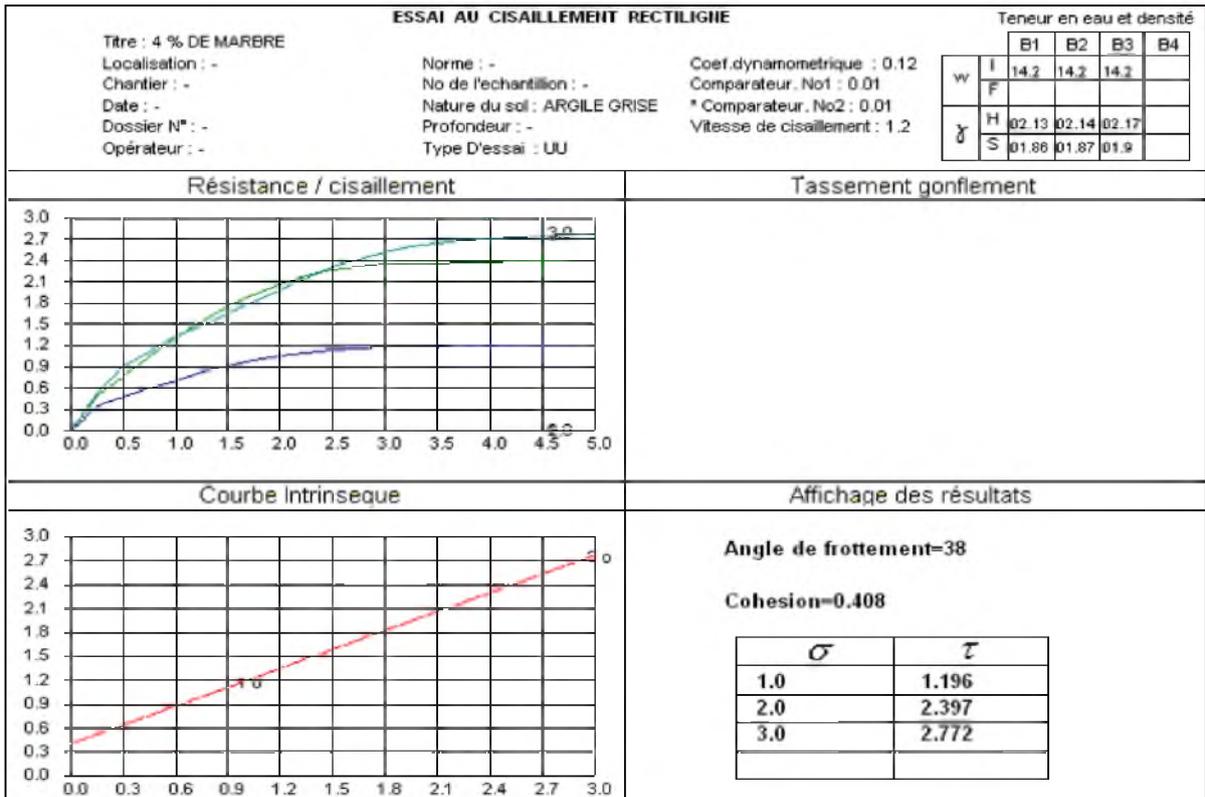


Fig. 5.25 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 4 % Marbre)

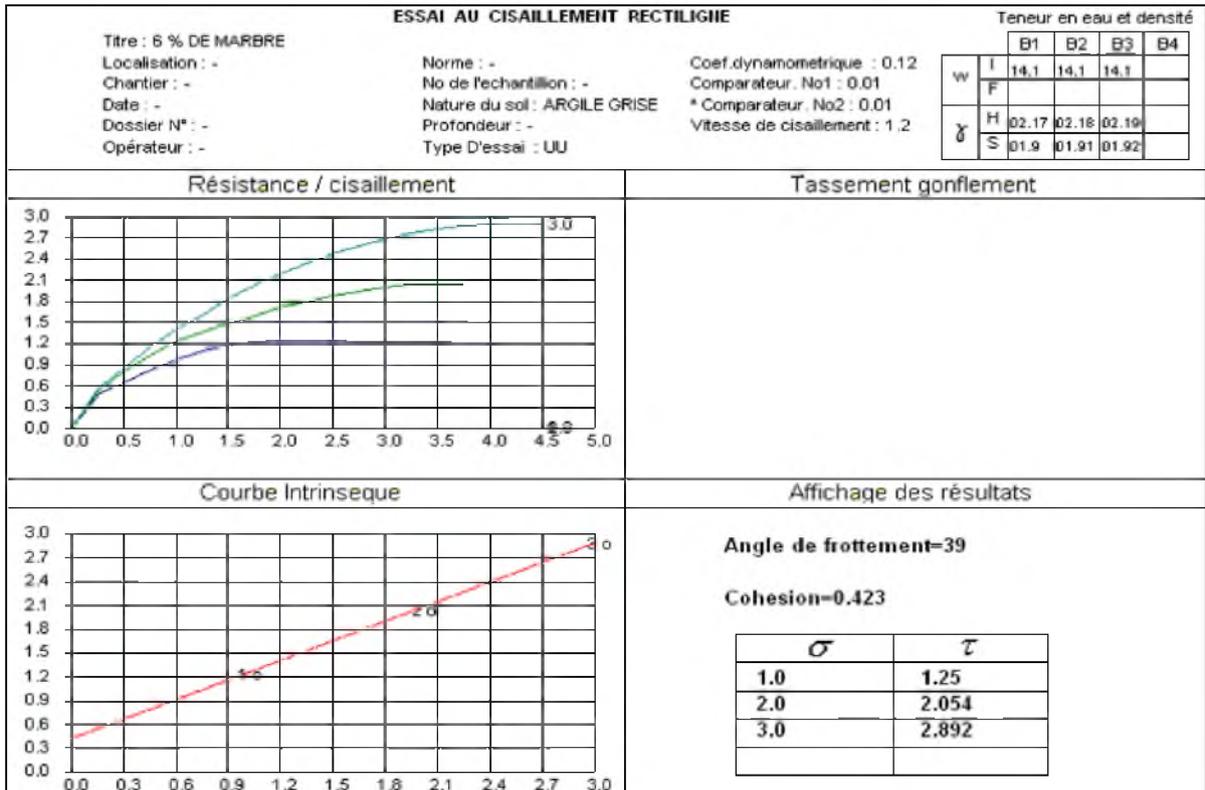


Fig. 5.26 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol A avec 6 % Marbre)

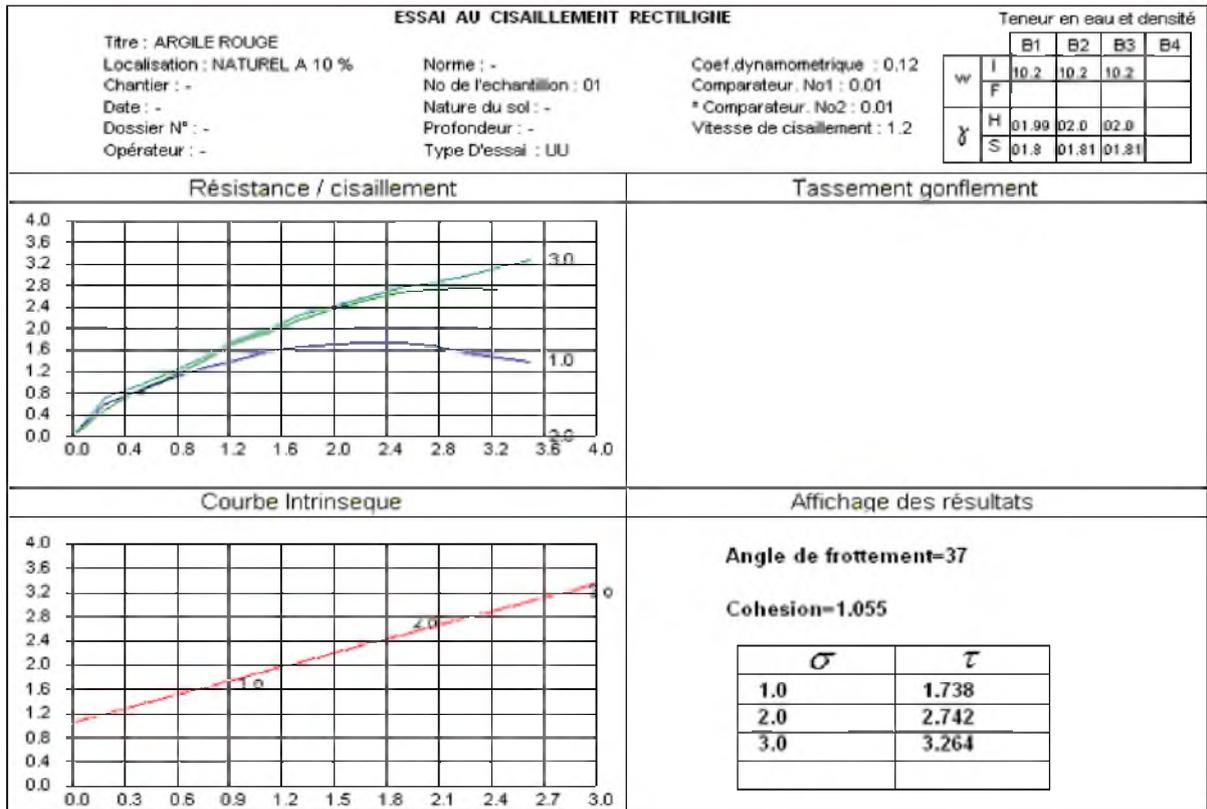


Fig. 5.27 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B San additive)

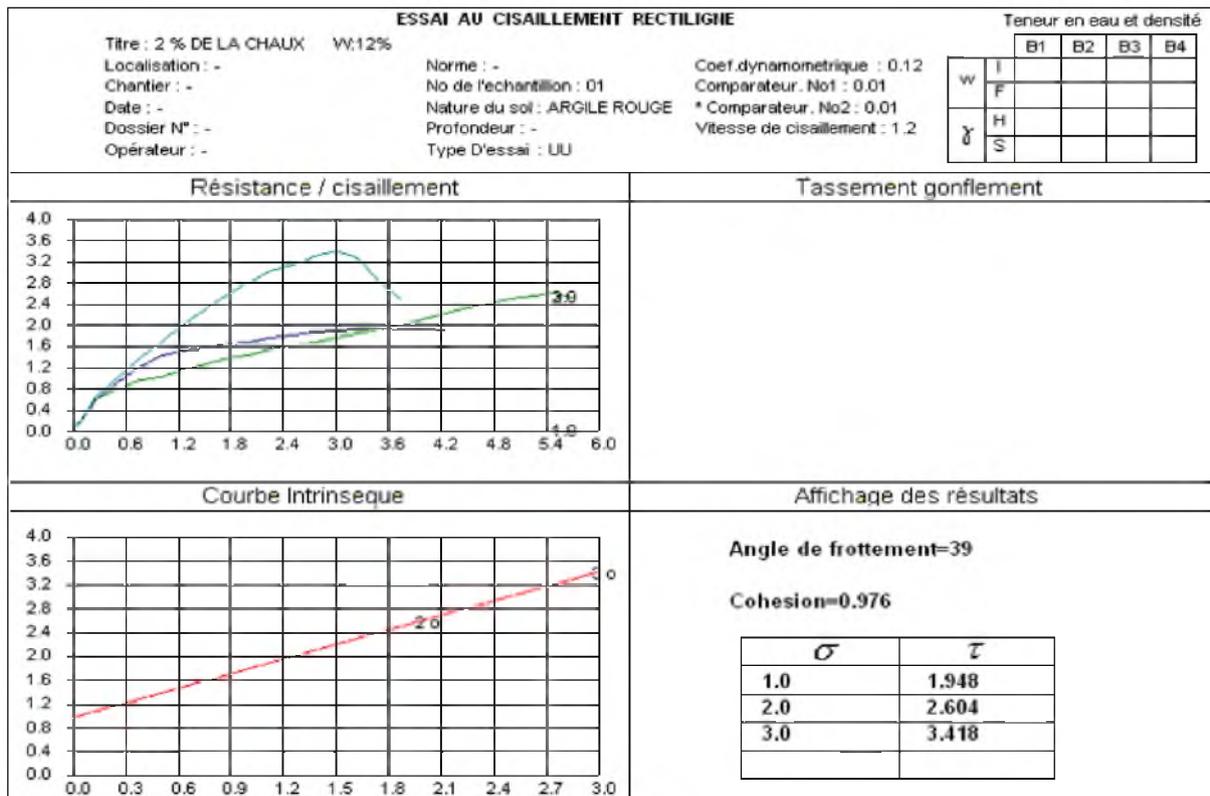


Fig. 5.28 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 2% chaux)

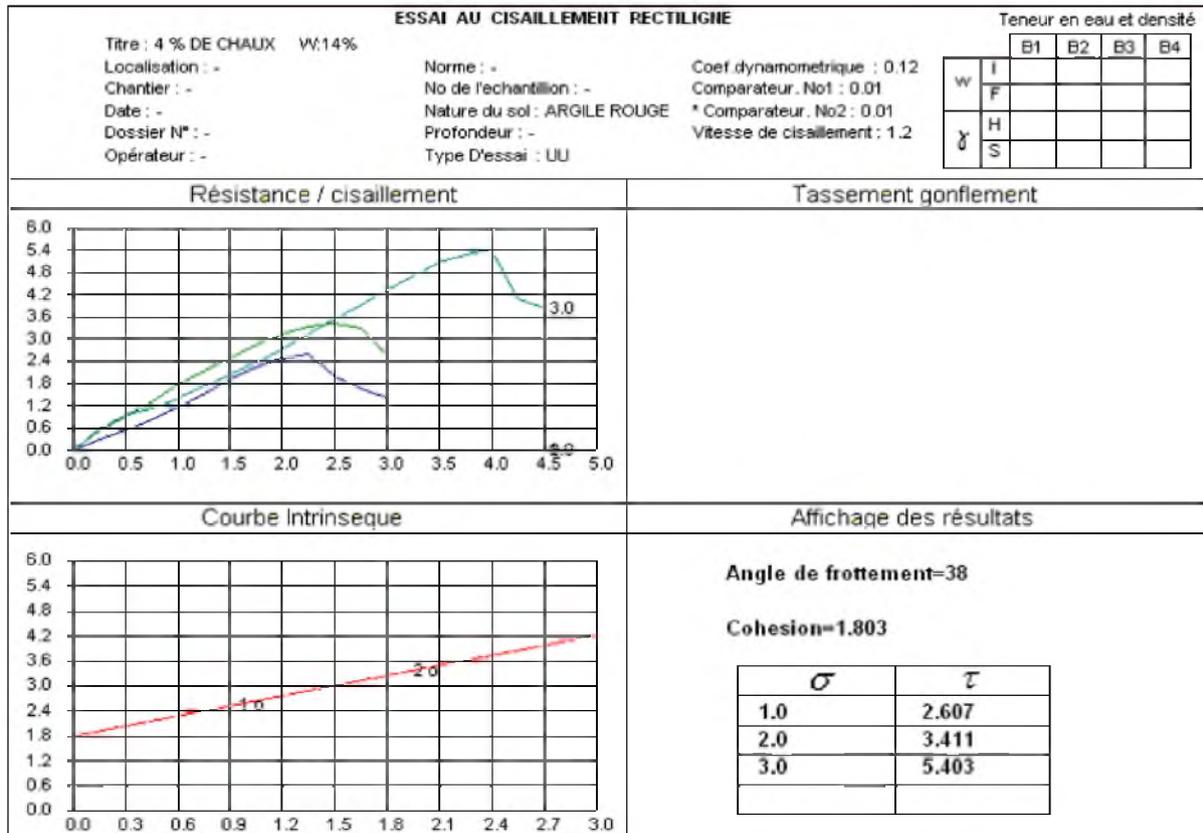


Fig. 5.29 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 4% chaux)

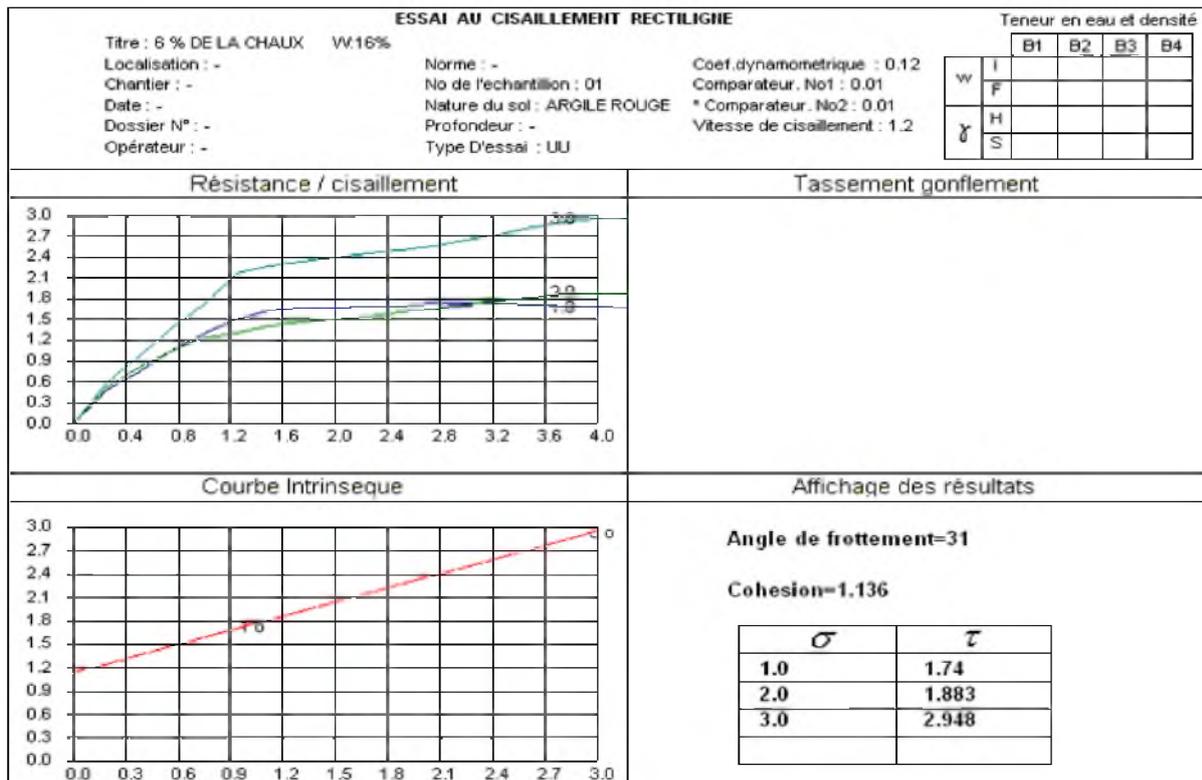


Fig. 5.30 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 6% chaux)

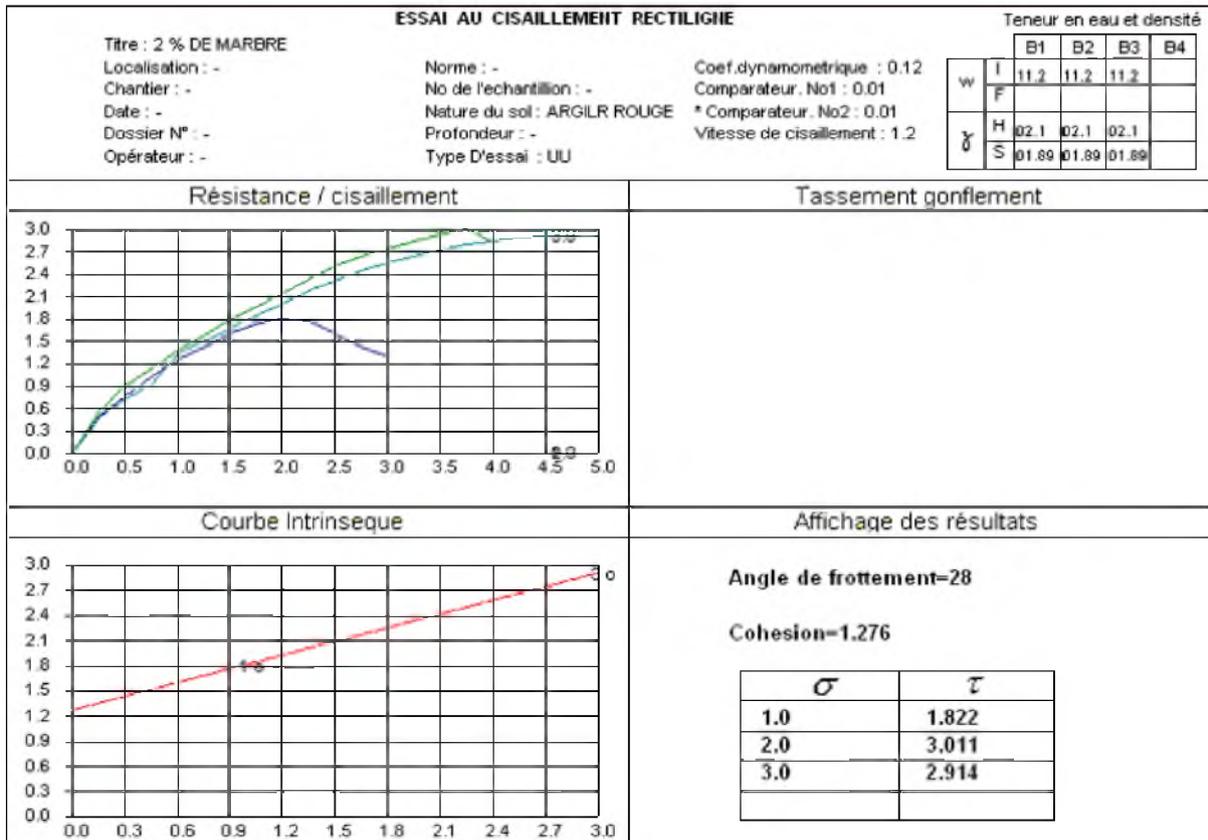


Fig. 5.31 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 2 % Marbre)

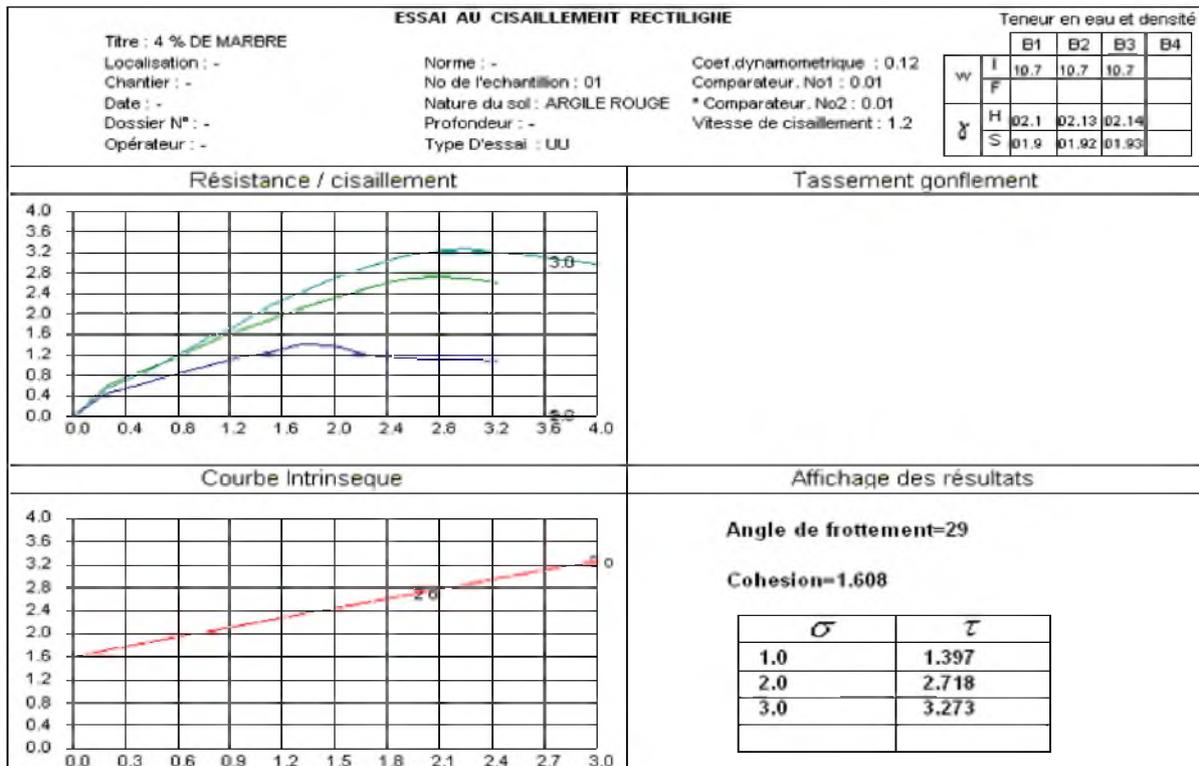


Fig. 5.32 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 4 % Marbre)

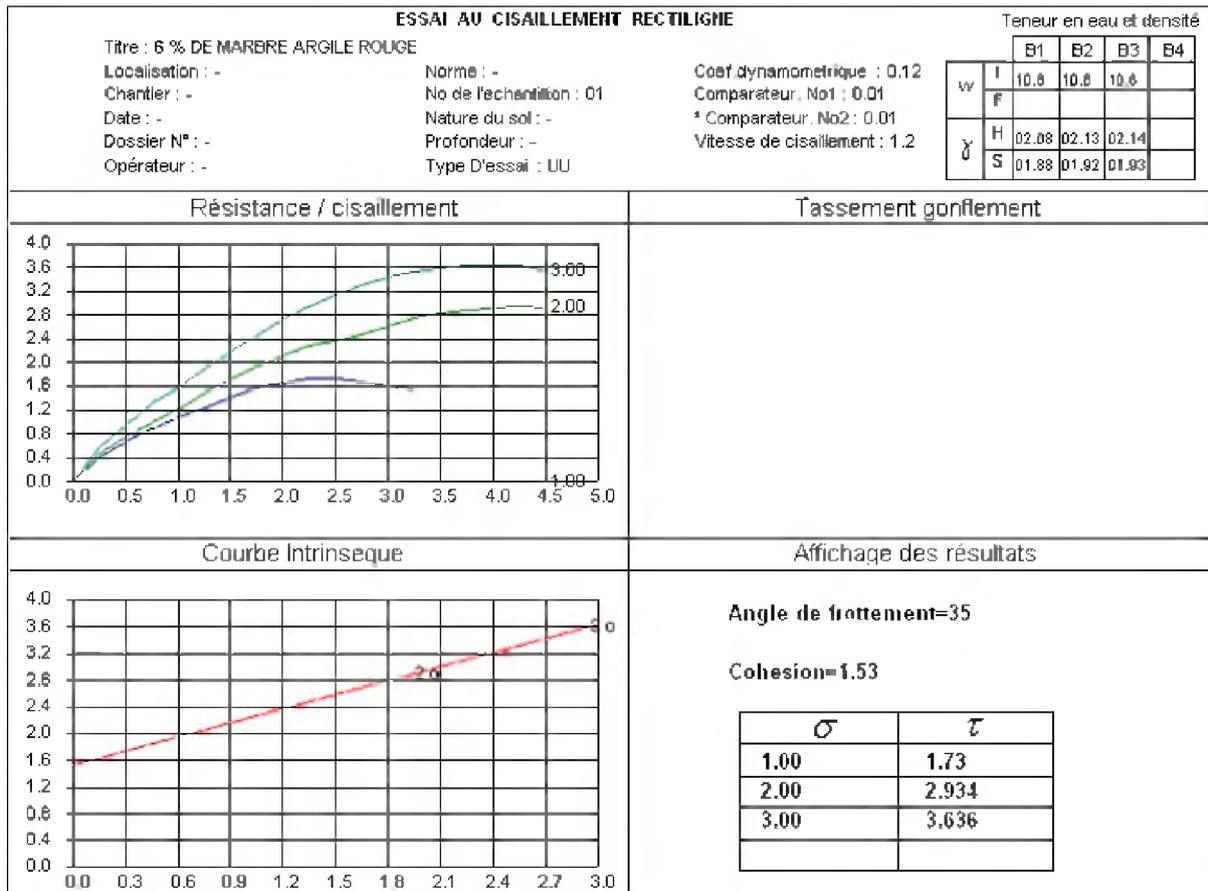


Fig. 5.33 Corrélation entre le déplacement horizontal et la contrainte de cisaillement plus la courbe enveloppe (sol B avec 6% Marbre)

5.3.2 Paramètre du cisaillement

Tableau 5.32 Comparaison La Cohésion et L'angle de frottement pression pour sol A

	Sol A (Sans addition)	La chaux (%)			Poudre du marbre (%)		
		2	4	6	2	4	6
La Cohésion	1.68	1.12	1.14	1.80	0.83	0.40	0.42
L'angle de frottement	28	41	34	37	29	38	39

Tableau 5.33 Comparaison La Cohésion et L'angle de frottement pression pour sol B

	Sol B (Sans addition)	La chaux (%)			Poudre du Marbre (%)		
		2	4	6	2	4	6
La Cohésion	1.055	0.97	1.80	1.13	1.53	1.60	1.27
L'angle de frottement	37	39	38	31	35	29	28

3- interprétation des Résultats

Malheureusement on n'a pas les équipements nécessaires comme l'investigation par diffraction des rayons X pour identifier la composition minéralogique des sols étudiés et traités avec la chaux et la poudre du marbre..

On peut dire que Les propriétés obtenues après traitement sont dépendants du type d'agent (liant) et du type de sol utilisé.

Conclusion

L'étude présentée dans ce travail a pour objectif d'évaluer l'efficacité du traitement à la chaux et à la poudre du marbre pour deux types de sol (sol naturel A et sol naturel B) de la région d'Annaba. Les résultats expérimentaux sont résumés ci-dessous :

- Les résultats ont été déterminés pour les deux types de sol naturel et pour les sols traités aux trois différents pourcentages de chaux et de la poudre du marbre: 2%, 4% et 6%. Ce sont des pourcentages de chaux et de la poudre du marbre utilisés pour évaluer l'influence du traitement.
- L'analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie a permis de classer les deux sols dans les groupes :

Sol A

Classe A sols sableux et graveleux avec fines

Sous classe A3 Argile (très plastique)

Sol B

Classe A sols sableux et graveleux avec fines

Sous classe A2 Sable fins argileux (peu plastique)

- La chaux et la poudre du marbre augmente la teneur en eau optimale selon les paramètres de compactage au Proctor standard.
- La poudre du marbre augmente plus que la chaux les valeurs du poids volumique sec maximal, selon les paramètres de compactage au Proctor standard.
- Les paramètres de compactage au Proctor standard ont été déterminés pour le sol naturel A et B et pour les sols traités aux trois différents pourcentages de chaux et de poudre de marbre: 2%, 4% et 6%. Ce sont des pourcentages de chaux et poudre de marbre utilisés pour évaluer l'influence du traitement. Les résultats obtenus montrent que pour le sol A La poudre du marbre augmente le poids volumique sec maximal par contre la chaux donne des valeurs généralement au-dessous des valeurs du sol naturel. Les mêmes remarques concernant le sol B.
- En ce qui concerne la résistance à la compression, pour le sol A, la résistance de compression augmente surtout pour le pourcentage 2% pour la chaux et la poudre du marbre. Par contre pour le sol B, il y a généralement une diminution de la valeur de la compression simple.
- L'évolution de la rigidité des deux types de sol après le traitement est examinée par les essais de compression simple. la rigidité des deux sols traitée est ce diminue ou augmente après traitement.

- L'évolution de la cohésion et l'angle de frottement des deux types de sol après le traitement est examinée par les essais de la boîte de cisaillement, la cohésion des deux sols traitée est ce diminue ou augmente après traitement.
- Les paramètres de cisaillement montrent que la cohésion généralement diminue pour les sols A traités par la chaux et la poudre du marbre. Par contre, la cohésion augmente pour les sols B traités par la chaux et par la poudre du marbre.

En ce qui concerne l'angle de frottement, il y a une augmentation concernant les sols A traités par la chaux et la poudre du marbre. Pour les Sols B traités, l'angle de frottement diminué en général.

Ces changements des sols traités peuvent être expliqués par le phénomène de floculation et agglomération caractérisant la réaction de la chaux et de la poudre du marbre et le sol à court-terme.

En résumé, la poudre du marbre est plus efficace que la chaux pour l'amélioration des deux sols traités à court terme. Cependant, des études plus longues et plus complètes sont nécessaires pour évaluer plus précisément l'efficacité à long terme du traitement à la chaux et la poudre du marbre. Cette étude aura mieux si on a des équipements qui nous donnent la composition chimique précise du sol naturel et du sol traité.

Chapitre 1 :

[Lambe, 1953]. Lambe, T. W. 1953. The structure of inorganic soil: Proc. Amer. Soc. Civil Eng., V. 79, separate no. 315, 49 pp.

[Scetauroute, 1986] *Scetauroute: c'est une entreprise*

SERBAH B. 2011. Etude et valorisation des sédiments de dragage du barrage Bakhadda Tiaret. These de Magister. Telemcen. Univ. Abou Baker Belkaid, pp44.

(Cité par Boutouil, 2000) BOUTOUIL, M., LEVACHER, D .2000. Traitement et valorisation des vases de dragages par solidification/stabilisation: état de l'art article.

[N.Proulhac, Ker Lann 2006] Proulhac N et KER LANN (2006) - Rapport Final du Schéma Directeur de gestion et de valorisation des sédiments de dragage de Rouen et Tancarville, Département de La Gironde , Bassin d' Arcachon

Chapitre 2 :

Abdul Moez M., Asad A., Aqib R., Afzaal A., Hassan K. 2016.

Report on Problematic Soil and Ground Improvement Techniques. FAST NUCES
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

Chapitre 3 :

Lawton, 2004 Lawton, E.C., (2004). Non grouting techniques. In: Practical foundation engineering handbook, Mc Graw-Hill Companies, USA, 340p.

Bell, 1978 Bell, F.G., (1978). Méthodes de traitement des sols instables. Editions Eyrolles, France, 240p.

Bell, 1993 Bell, F.G., (1993). Engineering treatment of soils. E & FN Spon, Taylor & Francis Group, UK, 299p.

France ,2009

Lav et al. 1997 Lav, A.H., Kenny, P.J., (1997). Fly ash production and its utilisation in road construction. Road and Transportation Research, Vol. 6, N°3, 7p.

Mémoire master (Rouabhia / Zedadra) juin 2017/ 08 mai 1945 Guelma

Chapitre 4 :

Skempton, A.W., (1957), “The colloidal activity of clays”, Proceeding 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland, Vol. 1, 57-61.

Chelghoum N., (2006), “Éléments de base en mécanique des sols”, Office des Publications Universitaire, Professeur à l’université Badji Mokhtar – Annaba.

Zenkhrri A.,(2010), “Solutions de construction sur sol potentiellement gonflant application à la région d’In-Aménas”, Thèse présentée pour obtenir le diplôme de magister en Génie Civil spécialité géotechnique, Université Houari Boumediene.

Chapitre 5 :

arvor-geo.fr/cariboost_files/Proctor_20du_2026_01.pdf]