UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS-LACS

ULPGL/GOMA

B.P. 368 Goma

FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES APPLIQUEES

Département de Génie Civil

ETUDE DE LA STABILISATION DU SOL DE BWEREMANA EN VUE DE SON UTLISATION COMME MATERIAU DE CONSTRUCTION ROUTIERE

Mémoire présenté et défendu en vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur Civil

Orientation : Structures et Ouvrages d'Art

Présenté par : MADARAKA KAMANA Enock

Dirigé par : Prof .Dr. Ir BISHWEKA B. Chérif

Encadré par : Ir KOKO KATUMBI Pascal

ANNÉE ACADÉMIQUE 2022-2023

EPIGRAPHE

‘ Car le précepte est une lampe, et l’enseignement une lumière, et les avertissements de la correction son le chemin de la vie.’

Proverbes 6:23

DEDICACE

A nos chers parents REGIS KAMANA François et CHARLOTTE Buhoro, d'heureuse mémoire.

MADARAKA KAMANA Enock

REMERCIEMENTS

Nous adressons en premier nos remerciements à l'Eternel DIEU Tout Puissant qui nous a couronné de sa bonté et de sa grâce durant notre parcours académique et qui continue de nous donner le souffle de vie jusqu' à aujourd'hui.

Notre profonde gratitude s'adresse au Prof. Dr. Ir. Prof .Dr. Ir BISHWEKA B. Chérif qui, malgré ses multiples occupations, a accepté de diriger ce travail. Sans oublier l'Ir KOKO KATUMBI Pascal qui a donné de son temps pour l'encadrement de ce travail.

Nos vifs remerciements s'adressent au corps administratif de l'Université Libre des Pays des Grands Lacs plus particulièrement à la coordination de bourse sous l'accompagnement de l'organisation chrétienne allemande Pain Pour Le Monde (PPLM) pour la bourse durant les trois derniers années de notre parcours académique et au corps professoral de la Faculté des Sciences et Technologies Appliquées (FSTA) qui déploie de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée, pour leur contribution en termes de transmission d'informations et pour la qualité et la richesse de leur enseignement.

A nos frère et sœur notamment Melissa KAMANA, Wivine KAMANA, Ruth KAMANA, RUFFIN KAMANA, Rex KAMANA, ROSETTE M pour leurs amours inconditionnel.

A Mr RODRIGUE KAMALA, Architecte SIMBA Jados pour l'encadrement dans le monde professionnel, Mr BENOIT ENGULU DMD, au future Ir DANIEL Bades pour les suivis de mes Œuvres sur le terrain durant cette période, mes familiers, mes promotionnels BAHATI MUGISA D, LUMOO MATATA D, NICOLAS B et AYIKORU ASSEA N, SOKI SAMBO C pour leur expérience au laboratoire. A nos ainés du génie civil et toute ma connaissance pour leurs soutient tant morals, financiers que matériels.

A tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail ; trouvez l'expression de nos remerciements.

MADARAKA KAMANA Enock

RESUME

Ce travail de recherche a porté sur l'étude de la stabilisation avec du ciment des sols de la carrière de Nyamubingwa, l'une des carriers de BWEREMANA dans la province du Nord-Kivu en RD. Congo. L'objet principal de cette étude est de stabiliser les matériaux extrait de cette cite pour son utilisation dans la construction des routes. Afin d'atteindre cet objectif, nous avons entrepris des investigations sur le terrain et réalisé des expériences en laboratoire pour déterminer les paramètres d'état, effectuer une identification, réaliser le CBR en vue d'évaluer la portance du sol. Les essais en laboratoire ont révélé que les sols avaient une masse volumique absolue moyenne de 2,37 g/cm3 et un pourcentage de fines moyen inférieur à 35%, soit 33, 33%, ce qui le classe comme sols sableux et graveleux avec fines selon la classification GTR Avec une teneur en eau naturelle moyenne de 10%, une limite de liquidité moyenne de 39,13% et une limite de plasticité moyenne de 11,53%, l'indice de plasticité moyenne a été mesuré à 15,2%, S'agissant du type de sol, il s'agit d'une argile sableuse peu plastique caractérisée par une portance moyenne faible avec un gonflement moyen. La teneur en eau optimale moyenne et la densité optimale moyenne sont respectivement de 12,13 % et 1,94T/m^3 a son état naturel. L'indice CBR moyen après immersion était de 3,89% à 95% de l'OPM.

Ainsi, de par sa faible portance, le sol de BWEREMANA a nécessité une stabilisation par le ciment pour augmenter sa résistance. Les résultats ont montré que l'ajout en ciment en tant que liant stabilisant augmente la résistance du sol de BWEREMANA ; pour une teneur de 5% de ciment, l'indice CBR moyen est passé de 3,89% à 44,15 % et pour une teneur de ciment de 7,5%, l'indice CBR est passé de 3,89% à 52,56 %.

A la lumière des résultats obtenus après stabilisation de ces trois types des sols on remarque qu'il, conviennent pour l'utilisation en couche de Fondation pour le trafic T2/T3 et couche de base pour le trafic T1. [1]

Mots clés : Stabilisation, Sol, Ciment, matériau, construction, Route.

ABSTRACT

This research work focused on the study of cement stabilization of soils from the Nyamubingwa quarry, one of the quarries in BWEREMANA in the North Kivu province of the Democratic Republic of Congo. The main objective of this study is to stabilize the materials extracted from this site for their use in road construction. In order to achieve this objective, field investigations were undertaken, and laboratory experiments were conducted to determine the state parameters, perform identification, carry out compaction, and evaluate the bearing capacity.

Laboratory tests revealed that the soils had an average absolute density of 2.37 g/cm3 and an average fines content exceeding 35%, specifically 37.56%, which classifies it as fine soil according to the GTR classification. With an average natural water content of 10%, an average liquid limit of 39.13%, and an average plastic limit of 11.53%, the average plasticity index was measured at 15.2%. As for the soil type, it is a slightly plastic sandy clay characterized by a low average bearing capacity (CBR = 3.89%) with moderate swelling. The average optimum water content and average optimum density are 12.13% and 1.94T/m3 respectively in their natural state. The average CBR index after immersion was 3.89% at 95% of the OPM.

Thus, due to its low bearing capacity, the soil in BWEREMANA required stabilization with cement to increase its strength. The results showed that the addition of cement as a stabilizing binder increases the strength of the BWEREMANA soil. For a cement content of 5%, the average CBR index increased from 3.58% to 44.15%; for a cement content of 7.5%, the CBR index increased from 3.89% to 52.56%; and finally, for a cement content of 10%, the CBR index increased from 3.89% to 57.62%.

In light of the results obtained after stabilizing these three types of soils, it is suitable for use as a foundation layer for T2/T3 traffic and a base layer for T1 traffic.

Keywords: Soil, Stabilization, Cement.

SIGLES ET ABBREVIATIONS

AG : Analyse Granulométrique

AFNOR : Association Française de Normalisation

A.A.S.H: American Association state Highways

CBR: California Bearing Ratio

Cm: centimètre

Cu : Coefficient d'uniformité

Cz : Coefficient de courbure

D : Dimension maximal

e : Indice des vides

FSTA : Faculté des sciences et Technologies Appliquées

g : Gramme

G.T.R : Guide Technique de Traitement des Sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques

e_o : Indice initial du sol

I_C : Indice de consistance

I_L : Indice de liquidité

I_P : Indice de plasticité

m : Masse de l'échantillon

M_d : Masse sèche de l'échantillon

M_h : Masse humide de l'échantillon

n : Porosité

NY : Nyamubigwa

NF : Normes Française

Rc : Résistance à la compression simple

τ : Contrainte de cisaillement du sol

V : Volume de la boite

W : Teneur en eau naturel

W_n : Teneur en eau naturel

W_L : Limite de liquidité

Wopt : Teneur en eau optimale

W_P : Limite de plasticité

γ_d : la masse volumique du sol sec

ρ : Masse volumique

σ : Contrainte du sol

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Classification des sols fins: Diagramme de plasticité. [4] 24
Figure I. 2 : Diagramme de classification GTR de sol [1]..... 25
Figure I. 3 : Courbe de compactage..... 28
Figure I. 4 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor. 29
Figure I. 5 : Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor..... 30
Figure I. 6 : Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique. 31
Figure I. 7 : *Différentes Couches d'une chaussée [11]*.....*39*

Figure II. 1 : la vue panoramique de ces entités [12]. 39
Figure II. 2 : NY1 40
Figure II. 3 : NY2 40
Figure II. 4 : NY3 40
Figure II. 5 : Etuve **Figure II. 6 : Balance de precision et tare**..... 41
Figure II. 7 : Balance de precision avec moule plein de sol et l'outit à araser...... 42
Figure II. 8: ***Un pycnomètre de volume minimal 50 cm3 (avec bouchon rodé).*** 43
Figure II. 9: ***Matériels et appareillage utilisés***..... 47
Figure II. 10 si dessous représentent les matériels et les appareils utilisés pour l'essai de la Limites d'Atterberg..... 48
Figure II. 11: ***les matériels pour l'essai de limite de liquidité*** 49
Figure II. 12: les matériels et appareillage pour l'essai Proctor. 53
Figure II. 13: ***moule compacté et moule imbibé*** 56

Figure III. 1: Composition granulométrique de l'échantillon NY1. 61
Figure III. 2: Composition granulométrique de l'échantillon NY2..... 61
Figure III. 3: Composition granulométrique de l'échantillon NY2...... 62
Figure III. 4: Limite de liquidité NY1 à l'état naturel 63
Figure III. 5: Limite de liquidité NY2 à l'état naturel 63
Figure III. 6: Limite de liquidité NY3 à l'état naturel 64
Figure III. 7: Courbe Proctor NY1 naturel..... 64
Figure III. 8: Courbe Proctor NY2 naturel..... 65
Figure III. 9: Courbe Proctor NY3 naturel..... 65
Figure III. 10: Limite de liquidité du sol de NYAMUBIGWA 1 à 5% de ciment. 67
Figure III. 11: Limite de liquidité du sol de NYAMUBIGWA 1 à 7,5 % de Ciment 68
Figure III. 12: Limite de liquidité du sol de NY2 à 5% de ciment 70
Figure III. 13: Limite de liquidité du sol de NYAMUBIGWA 2 à 7.5 % de Ciment 71
Figure III. 14: Limite de liquidité du sol de NYAMUBIGWA 3 à 5% de ciment..... 72
Figure III. 15: Limite de liquidité du sol de NYAMUBIGWA 3 à 7,5 % de Ciment. 73
Figure III. 16: Courbe Proctor NY1 à 5% de Ciment...... 74
Figure III. 17: Courbe Proctor NY1 à 7,5% de Ciment..... 75
Figure III. 18: Courbe Proctor NY2 à 5% de Ciment 76
Figure III. 19: Courbe Proctor NY2 à 7,5% de Ciment..... 77

Figure III. 20: Courbe Proctor NY3 à 5% de Ciment 78
Figure III. 21: Courbe Proctor NY3 à 7,5% de Ciment 78
Figure III. 22: Evolution de l'indice CBR après immersion en fonction du dosage en Ciment du sol de BWEREMANA 84

LISTE DE TABLEAUX

Tableau I. 1 : Les diverses structures du sol et leurs caractéristiques [1] 18
Tableau I. 2 : Classement des matériaux suivant leur diamètre [3] 19
Tableau I. 3 : classifications des limites d'Atterberg en fonction de leurs états correspondants 20
Tableau I. 4 : Types de sol en fonction de l'Ip [1] 21
Tableau I. 5 : Classification de Sanglerat (gonflement libre en fonction d'IP) [1] 21
Tableau I. 6 : Echelle de classification des sols suivant les valeurs d'Ic [1] 22
Tableau I. 7: Etat de consistance de sol en fonction de l'I_I [4] 22
Tableau I. 8 : Classification de Dakstana (Potentiel de gonflement en fonction de WI [1] 23
Tableau I. 9 : Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées. [10] 35

Tableau III.1:Valeurs obtenues sur les différents paramètres d'état du sol de NYAMUBINGWA 60
Tableau III. 2: L'indice de Portance du sol NY1. 66
Tableau III. 3: L'indice de Portance du sol NY2. 66
Tableau III. 4: L'indice de Portance du sol NY3. 66
Tableau III. 5: Limites d'Atterberg du sol de NYAMUBIGWA 1 en fonction du pourcentage en ciment 69
Tableau III. 6: Limites d'Atterberg du sol de NYAMUBIGWA 2 en fonction du pourcentage en ciment 71
Tableau III. 7: Limites d'Atterberg du sol de NYAMUBIGWA 3 en fonction du ciment 73
Tableau III. 8 : Evolution des limites d'Atterberg de sol de BWEREMANA en fonction de la teneur en ciment 73
Tableau III. 9: Variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau en fonction de différents dosages en Ciment. 75
Tableau III. 10. Variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau en fonction de différents dosages en Ciment 77
Tableau III. 11: Variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau en fonction de différents dosages en Ciment 79
Tableau III. 12: l'évolution de l'essai Proctor en fonction de la teneur en ciment. 79
Tableau III. 13: L'indice de portance immédiat du sol de NY1 à 5% de Ciment 80
Tableau III. 14: L'indice de portance immédiat du sol de NY1 à 7,5% de Ciment 80
Tableau III. 15: L'indice de portance immédiat du sol de NY2 à 5% de Ciment 81
Tableau III. 16 : L'indice de portance immédiat du sol de NY2 à 7,5 % de Ciment. 81
Tableau III. 17: L'indice de portance immédiat du sol de NY3 à 5% de Ciment 82
Tableau III. 18: L'indice de portance immédiat du sol de NY3 à 7,5 % de Ciment. 82

Tableau III. 19: Variation de l'indice CBR du sol de BWEREMANA en fonction du % en Ciment. 83

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1: ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR VOIE HUMIDE NY1 ..... b
ANNEXE 2: ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR VOIE HUMIDE NY2 c
ANNEXE 3: ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR VOIE HUMIDE NY3 ..... d
ANNEXE 4: Limites d'Atterberg de NY1 ..... e
ANNEXE 5: Limites d'Atterberg de NY2 ..... e
ANNEXE 6: Limites d'Atterberg de NY3 ..... f
ANNEXE **7 : Limites d'Atterberg de NY1 stabiliser à 5% de ciment** ..... f
ANNEXE **8 : Limites d'Atterberg de NY1 stabiliser à 7,5% de ciment** ..... g
ANNEXE 9: **Limites d'Atterberg de NY2 stabiliser à 5% de ciment** ..... g
ANNEXE10 : **Limites d'Atterberg de NY2 stabiliser à 7,5% de ciment** ..... h
Annexe 11 : Limites d'Atterberg de NY3 stabiliser à 5% de ciment ..... h
Annexe 12: Limites d'Atterberg de NY3 stabiliser à 7,5% de ciment i
ANNEXE 13: ESSAI PROCTOR MODIFIE A L'ETAT NATUREL NY1 ..... j
ANNEXE 14: ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 5 % DE CIMENT NY1 ..... k
ANNEXE 15 : ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 7,5 % DE CIMENT NY1 l
ANNEXE 16: ESSAIE PROCTOR MODIFIE A L'ETAT NATUREL NY2 ..... m
ANNEXE 17 : ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 5 % DE CIMENT NY2 ..... n
ANNEXE 18 : ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 7,5 % DE CIMENT NY2 ..... o
ANNEXE* 19: *ESSAIE PROCTOR MODIFIE A L'ETAT NATUREL NY3 ..... p
ANNEXE 20 : ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 5 % DE CIMENT NY3 ..... q
ANNEXE 21 : ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 7,5 % DE CIMENT NY3 ..... r
ANNEXE 22 : CBR SELON UTILISATION DES SOL ..... s
ANNEXE 23 : POURCENTAGE DE CBR ET SA CLASSE DE PORTANCE [4] ..... s
ANNEXE 24 : POINCONEMENT CBR NY1 A L'ETAT NATUREL ..... t
ANNEXE 25 : POINCONEMENT CBR NY1 A 5% DE CIMENT ..... u
ANNEXE 26 : POINCONEMENT CBR NY1 A 7,5% DE CIMENT v
ANNEXE 27 : POINCONEMENT CBR NY2 A L'ETAT NATUREL ..... w
ANNEXE 28 : POINCONEMENT CBR NY2 A 5% DE CIMENT x
ANNEXE 29 : POINCONEMENT CBR NY2 A 7,5% DE CIMENT ..... y
ANNEXE 30 : POINCONEMENT CBR NY3 A L'ETAT NATUREL ..... z
ANNEXE 31 : TABLE DE CORRESPONDANCE ..... aa

SOMMAIRE

EPIGRAPHE ii
DEDICACE iii
REMERCIEMENTS iv
RESUME v
ABSTRACT vi
SIGLES ET ABBREVIATIONS vii
LISTE DES FIGURES viii
LISTE DE TABLEAUX ix
SOMMAIRE xii
INTRODUCTION GENERALE 14
CHAPITRE PREMIER : GENERALITES 16
I.1. INTRODUCTION. 16
I.2. GENERALITES SUR LES SOLS 16
I.2.1. Origine et formation 16
I.2.2. Eléments constitutifs d'un sol 17
I.2.3. Les constituants et les propriétés du sol. 18
I.2.4. L'analyse des sols pour leur identification 19
I.5.5. Essais sur les sols fins 19
I.2.6. Classification des sols [3] 23
I.3. STABILISATION DES SOLS 26
I.3.1. Différents procédés de stabilisation [9] 26
I.3.2. Stabilisation mécanique 27
I. 3.3. La stabilisation thermique 31
I.3.4. Stabilisation chimique : ou stabilisation physico-chimique 31
I.4. FONCTIONNEMENT DE LA CHAUSSEE [4] 36
I.4.1. STRUCTURES DE CHAUSSEES 37
I.5. CONCLUSION PARTIELLE 38
CHAPITRE DEUXIEME : MATERIELS ET METHODES DE RECHERCHE 39
II.1. INTRODUCTION 39
II.2. ORIGINE DES MATERIAUX 39
II.2.1. Localisation du site 39
II .2.1.1 Situation géographique des sols. 40

II.2.1.2 Relief et climat 40
II.3. ECHANTILLONAGE 40
II.4. IDENTIFICATION ET CLASSIFICATION DES SOLS 40
II.4.1. Détermination de la teneur en eau naturelle du sol 40
II.4.2. Détermination des Masses volumiques 42
II.3.3. Détermination du degré de saturation Sr 45
II.3.4. Détermination de l'indice des vides et la porosité 45
II.3.6. Détermination des Limites d'Atterberg 48
II.4. ESSAIS DE CARACTERISATION MECANIQUE 51
II.4.1. Essai Proctor 51
II.4.1. Essai CBR (California Bearing Ratio) 53
II.5. MODE OPERATOIRE POUR LA STABILISATION 57
II.6. CONCLUSION PARTIELLE 59
CHAPITRE TROISIEME : PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS 60
III.1. INTRODUCTION 60
III.2. CARACTERISTIQUES DU SOL DE BUGANGA A L'ETAT NATUREL 60
III.2.1. Détermination des paramètres d'état 60
III.2.2. Composition granulométrique 61
III.2.3. Limites d'Atterberg. 62
III.2.4. C1assification du sol de BWEREMANA 64
111.2.5. Proctor modifié du sol de NYAMUBIGWA à BWEREMANA 64
111.2.6. Portance du sol de BWEREMANA 65
III.3. CARACTÉRISTIQUES DU SOL DE BWEREMANA APRÈS STABILISATION AU CIMENT 67
III.3.1. Evolution des limites d'Atterberg de sol de BWEREMANA en fonction de la teneur en ciment 67
III.3.2. Evolution de la courbe Proctor en fonction de la teneur en Ciment. 74
III.3.3. Evolution de l'indice CBR en fonction de la teneur en Ciment 79
III.4. CONCLUSION PARTIELLE 84
CONCLUSION GENERALE 86
Bibliographie 87
ANNEXES ..... a

INTRODUCTION GENERALE

La République Démocratique du Congo (RDC) est un pays vaste et diversifié avec un réseau routier qui est souvent mal entretenu et peu développé. L'étude de sol pour la construction de routes est essentielle pour garantir la stabilité et la durabilité de la structure routière. Les matériaux de construction routier sont utilisés pour construire la plate-forme de la route, leur qualité et leur performance sont critiques pour assurer la sécurité et la longévité de la route.

Le développement d'un pays ou d'un territoire passe par plusieurs étapes essentielles dont notamment la construction des routes. Le territoire de Masisi en particulier, étant un territoire très diversifié en ressource et l'un des plus importants du pays, l'aménagement routier de ce dernier est une étape incontournable dans son développement [2].

En générale, la construction routière nécessite une grande quantité des matériaux d'apport pour la constitution d'une structure efficace des couches supports des engins roulent et les piétons, le transport de matériaux coûte très cher dans des projets de grande envergure. Comme le territoire de MASISI est riche en matériaux, il est alors indispensable de valoriser ces matériaux locaux en les utilisant de manière rationnelle et efficace pour la construction des routes de qualité dans la région.

En somme, le sol de BWEREMANA présente des propriétés mécaniques à faible portance a l'état naturel d'où des déformations importantes sous l'action des charges des engins sont observées sur différentes routes surtout pendant la période pluvieuse. Cela rend les routes dangereuses pour les automobilistes et les piétons, et rend également difficile le transport de marchandises tout en limitant aussi l'accès facile aux services de santé, d'éducation et d'autres services publics dans le territoire de Masisi. C'est la raison pour laquelle, il nous est venu à l'esprit de faire une étude pour la valorisation de ces sols pour leurs usages dans les projets spécifiques.

Pour mener à bien cette étude, il est important de répondre à certaines questions de recherche dont:

- Est-ce que le sol de la carrière de Nyamubigwa à Bweremana peut être utilisé dans la construction routière et obtenir une bonne structure de la route ?
- La stabilisation au ciment pourrait-elle améliorer la résistance du sol de Bweremana ?
- Jusqu'à quel degré de stabilisation du sol de Bweremana peut-on obtenir un sol de bonne résistance pour son usage dans la construction routière ?

Pour répondre à ces questions de recherche d'une manière anticipative, les hypothèses sont telle que :

- Le sol de la carrière de Nyamubigwa à Bweremana Pourrai être utilisé dans la construction routière et obtenir une bonne structure de la route,
- L'utilisation du ciment comme matériaux stabilisant du sol de la carrière de Nyamubigwa à Bweremana pourrait conduire à l'obtention d'un sol de bonne résistance.
- Pour une Bonne résistance du sol, la stabilisation au ciment pourrait aller à plus de 5%.

La démarche méthodologique est articulée sur la méthode documentaire qui permettra de développer les connaissances sur le sujet de recherche, la méthode expérimentale employée au laboratoire pour les différents essais et enfin la méthode comparative pour établir une comparaison entre les différents ajouts utilisés en fin de les adapter pour l'utilisation optimale dans la construction routière [1] .

L'objectif général de cette recherche est de stabiliser le sol de la carrière de NYAMUBIGWA à BWEREMANA, en vue de son utilisation comme matériau de construction routière. Pour atteindre cet objectif il été important de collecter des échantillons de ce sol pour être caractérisé, effectuer les essais au laboratoire et interpréter les résultats obtenus.

Hormis l'introduction et la conclusion générales, ce travail comporte trois chapitres. Le premier chapitre présente les généralités, notamment les généralités sur les sols, sur la stabilisation des sols et une notion générale sur la chaussé. Le deuxième chapitre présente les matériels et méthodes utilisés au laboratoire et le troisième chapitre présente les résultats obtenus ainsi que son interprétation.

CHAPITRE PREMIER : GENERALITES

I.1. INTRODUCTION.

Dans ce chapitre nous allons parler des sols en général notamment l'origine et formation des sols, les éléments constitutifs des sols, l'identification de sol, de la classification des sols, les constituants et propriétés des sols mais aussi sur sa stabilisation et en dernier lieu on parlera de notion générale sur les chaussées.

I.2. GENERALITES SUR LES SOLS

Le sol est la couche superficielle de l'écorce terrestre résultant de processus d'alteration.il se compose d'élément minéraux, d'humus, d'eau, d'air et d'organismes. Il est un support pour les bâtiments et les infrastructures (Parkings, Routes...) et beaucoup des matériaux présents dans leur construction proviennent du sol [3].

I.2.1. Origine et formation

Le sol est un écosystème naturel complexe qui subit une transformation constante sous l'influence de processus physiques, chimiques, biologiques et anthropiques. Il est dynamique, évoluant à la fois chronologiquement et spatialement. La genèse des sols est principalement liée à deux étapes majeures de l'érosion : la météorisation des roches et le déplacement des débris. [4]

La diversité des types de sols que l'on observe est due à l'influence de nombreux facteurs sur leur formation. Parmi ces facteurs importants figurent la nature de la roche mère ou du matériau d'origine, le climat, le temps et la végétation. D'autres éléments tels que le relief, la typologie du terrain et l'intervention humaine jouent également un rôle majeur. [1]

La formation du sol est le résultat de deux processus principaux : l'altération de la roche mère et l'enrichissement en matière organique. Le sol se compose ainsi de matériaux provenant à la fois de sources minérales et organiques, qui se mélangent et se stratifient en différentes couches.

Le processus de formation du sol commence par une roche dure qui constitue la croûte terrestre, appelée la "roche mère". Le sol correspond précisément à la couche située au-dessus de cette roche mère. Au fil du temps, des processus physiques, chimiques et biologiques modifient partiellement ou complètement les éléments constitutifs de la roche mère. Par exemple, le ruissellement, le vent, le gel, le dégel et les réactions chimiques contribuent progressivement à la désagrégation de la roche mère en débris et en particules minérales plus petites. Ainsi, le sol se forme lentement par l'accumulation de fragments de roches et de minéraux [5].

I.2.2. Eléments constitutifs d'un sol

Un échantillon de sol est constitué de trois phases : la phase solide, la phase liquide et la phase gazeuse.

On dit alors que le sol est un mélange :

- D'éléments solides : proviennent de la désagrégation mécanique et/ou chimique d'une roche mère. On distingue les minéraux non argileux (∅>2µm et ayant le même comportement que la roche mère : sols pulvérulents), les minéraux argileux (Kaolinite, illite et montmorillonite) et les sols organiques (vases et tourbes) ;
- D'eau : existe sous plusieurs formes (eau de constitution, inter feuilles, liée et libre) ;
- De gaz : contenu dans les vides, c'est l'air pour un sol sec ou mélange d'air et de vapeur d'eau pour un sol humide [6]

La phase solide ou squelette solide est constitué par les grains minéraux de l'agrégat, il est le seul élément pouvant supporter des contraintes importantes. La phase liquide constituée par l'eau occupe les vides de l'agrégat. Ces interstices peuvent être en partie ou en totalité occupés par l'eau. Si tous les vides sont remplis par l'eau, le sol est dit saturé, sinon il est partiellement saturé. La phase gazeuse quant à elle est : constituée des gaz et des vapeurs d'eau se trouvant se trouvant dans les interstices. Pour un sol partiellement saturé une partie de vides de l'agrégat est remplie par du gaz, essentiellement de l'air pour les sols secs ou un mélange de l'air et de vapeur d'eau pour les sols humides.

Dans l'ensemble, en ce qui concerne l'état de l'eau dans le sol, on distingue :

- L'eau de constitution : elle entre dans la composition chimique des minéraux qui forment les particules des sols,
- L'eau liée ou absorbée a la surface des graines très fines : elle est orientée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ; elle a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions. Elle a une grande influence sur les propriétés des sols.
- L'eau libre : elle circule librement dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur ;
- Dans les sols saturés, en présence de l'air ou d'autres gaz, l'eau est retenue dans les canaux les plus fins du sol par les forces capillaires. Elle se trouve alors en dépression par rapport à la pression atmosphérique [7].

I.2.3. Les constituants et les propriétés du sol.

Le sol est composé principalement de quatre types de constituants : les constituants organiques (tels que les débris d'organismes végétaux), les constituants minéraux (comme le sable et l'argile), les gaz présents dans les interstices du sol (tels que l'oxygène, l'azote et le gaz carbonique), et enfin la "solution du sol" qui est formée d'eau et de substances minérales dissoutes sous forme d'ions.

A partir de là, le sol présente différentes caractéristiques qui peuvent être déterminées par des analyses physico-chimiques : la texture, qui correspond à la composition granulométrique du sol et à la proportion de ses constituants solides tels que les argiles, les sables et les graviers, qui ont des tailles différentes ; la structure, qui décrit la manière dont ces constituants sont agencés les uns par rapport aux autres ; la porosité, qui représente le volume total des espaces vides entre les agrégats ou les particules solides et qui conditionne la circulation de l'eau, des gaz et de certains animaux dans le sol ; la perméabilité du sol, qui dépend de sa structure et qui mesure sa capacité à laisser passer l'eau vers les couches inférieures ; la capacité de rétention en eau, qui correspond à la quantité d'eau retenue par le sol et qui peut être utilisable par les plantes ou liée à des particules solides par des forces physiques qui empêchent son utilisation ; et enfin, le pouvoir absorbant, qui désigne la capacité du sol à fixer des ions et à faciliter ainsi leur passage de l'humus aux racines des plantes, notamment grâce à la formation de complexes argilo-humiques, également appelés complexes absorbants, qui retiennent des ions positifs apportés par les engrais. La présence de ces complexes dans le sol est un facteur essentiel de sa fertilité. [8].

Le Tableau I. 1 présente les différentes structures du sol et leurs propriétés.

Tableau I. 1 : Les diverses structures du sol et leurs caractéristiques *[1]*

Structure	Texture	Complexes argilo-humiques	Propriétés
Particulaire	Eléments grossiers (sables)	Peu nombreux	Faible rétention de l'eau Porosité élevée Faible rétention des ions
Compacte	Eléments fins (argiles, limons fins)	Peu nombreux	Forte rétention de l'eau Porosité faible, résistance à la pénétration des racines Faible rétention des ions
Grumeleuse ou fragmentaire	Mixte	Très nombreux	Forte rétention de l'eau Bonne porosité, permet une bonne pénétration des racines. Forte rétention des ions

I.2.4. L'analyse des sols pour leur identification

L'identification des sols implique la détermination de paramètres de nature et de paramètres d'état. Les paramètres de nature donnent des informations sur les caractéristiques intrinsèques du sol, qui restent constantes dans le temps. Ils comprennent le poids volumique des grains solides, la granularité, l'argilosité, les limites d'Atterberg et la teneur en matières organiques. En revanche, les paramètres d'état dépendent de l'état du sol et caractérisent son comportement sous l'effet d'une charge donnée. Ils comprennent la teneur en eau, l'indice des vides et la porosité.

La granulométrie, réalisée à l'aide de différents tamis, permet de déterminer précisément la composition d'un matériau en comparant sa courbe granulométrique avec le fuseau de prescription approprié. L'analyse granulométrique fournit des informations sur les types de tâches pour lesquelles les matériaux analysés peuvent être utilisés.

Le Tableau I. 2 présente le classement des matériaux en fonction de leur diamètre [3].

Tableau I. 2 : Classement des matériaux suivant leur diamètre *[3]*

Matériau	Bloc rocheux	Cailloux	Graviers	Sables	Limon	Argiles
Diamètre	>200mm	20mm à 200mm	2mm à 20mm	0,02 mm à 2mm	2um à 0,02mm	<2um

De par la granulométrie, on identifie les sols fins et les sols grenus.

I.5.5. Essais sur les sols fins

La composition minéralogique, notamment la présence de minéraux argileux, ainsi que le niveau d'humidité, jouent un rôle crucial dans le comportement des sols fins.

a) Les limites d'Atterberg.

Les limites d'Atterberg sont des seuils de teneur en eau qui définissent la classification des sols en termes de leur plasticité et de leur malléabilité, ce qui est particulièrement pertinent pour les sols fins. Les deux limites principales sont la limite de liquidité et la limite de plasticité, et elles indiquent la teneur en eau à laquelle un échantillon de sol passe d'un état de consistance à un autre. [3]

Les différents états des limites d'Atterberg sont repris suivant les indications du tableau 3

Le Tableau I. 3 présente les différentes classifications des limites d'Atterberg en fonction de leurs états correspondants [3]

Tableau I. 3 : classifications des limites d'Atterberg en fonction de leurs états correspondants

ETAT	Solide		Plastique	Liquide
	Sans retrait	Avec retrait		
W	W_s		W_p	W_L
Limite de	Retrait		Plasticité	Liquidité

Avec Ws, W_L, W_p sont les limites d'Atterberg déterminées en laboratoire sur la fraction du sol passant au tamis de 0,4mm (méthode de la coupelle de Casagrande).

A partir de ces limites, on détermine : l'indice de plasticité, l'indice de consistance, l'indice de liquidité.

- **L'indice de plasticité (IP)**

La teneur en eau d'un sol à l'état plastique est déterminée par l'indice d'Atterberg. Un indice d'Atterberg élevé indique une sensibilité accrue du sol aux conditions atmosphériques, car plus l'indice d'Atterberg est élevé, plus le sol aura une tendance importante à se gonfler lorsqu'il est humidifié et à se rétracter lorsqu'il se dessèche. Cet indice permet de classifier les sols suivants l'échelle ci-dessous :

- $O < Ip < 5$: sol non plastique ;
- $5 < Ip < 15$: sol peu plastique ;
- $15 < Ip < 40$: sol plastique ;
- $Ip > 40$: sol très plastique [7].

Le Tableau I. 4 présente les types de sol en fonction de l'Ip.

Tableau I. 4 : Types de sol en fonction de l'Ip *[1]*

Indice de Plasticité	Type de sol
<1%	Pulvérulent
1% < Ip < 7%	Sable argileux
7% < Ip < 17%	Argile sableuse
IP > 17%	Argile

L'indice de plasticité est couramment utilisé pour mesurer l'argilosité et le potentiel de gonflement. Il représente la plage de teneurs en eau d'un sol donné correspondant à un comportement plastique de ce sol. Ainsi, si l'indice de plasticité du sol est élevé, le sol est dit argileux et ses variations de volume peuvent être importantes en fonction d la modification de sa teneur en eau. L'estimation du gonflement libre en fonction de l'indice de plasticité est mise en évidence par la classification de Sanglerat (1981) conformément au Tableau I. 5.

Tableau I. 5 : Classification de Sanglerat (gonflement libre en fonction d'IP) *[1]*

Potentiel de gonflement	Indice de plasticité Ip (%)
Bas (B)	0-10
Moyen (	10-35
Haut (H)	35-55
Très haut (TH)	> 55

- **L'indice de consistance (Ic)**

Pour déterminer cet indice, il est nécessaire de prendre en compte la teneur en eau naturelle (W) du sol ainsi que ses limites d'Atterberg. Une fois mesuré, cet indice nous permet de classer le sol en fonction de son adhérence et de son état.

Les valeurs de cet indice sont présentées dans le Tableau I. 6, qui donne la classification des sols.

- Ic > l : Sol à l'état solide ;
- O < Ic : Sol à l'état plastique ;
- Ic < O : Sol à l'état liquide.

Tableau I. 6 : Echelle de classification des sols suivant les valeurs d'Ic *[1]*

	O à 0,25	0,25 à 0,5	0,5 à 0,75	0,75 à 1
Etat	Plastique			
Consistance	Très molle	Molle	Très plastique	Plastique

❖ **L'indice de liquidité (Il)**

- Si Il < 0 : le sol est à l'état solide ou semi solide ;
- Si 0 < Il < 1 : le sol est à l'état plastique ;
- Si Il ≥ 1 : le sol est à l'état liquide. [7].

Le Tableau I. 7 présente l'état de consistance de sol en fonction de l'indice de liquidité.

Tableau I. 7: Etat de consistance de sol en fonction de l'I_l *[4]*

Indice de liquidité	**Consistance du sol**
$\mathbf{I_l} < 0$	Très dure
$0 < \mathbf{I_l} \leq 1$	Dure à très plastique
$\mathbf{I_l} > 1$	Fluide

Dakstana (1965) propose une classification qui permet d'évaluer indirectement le potentiel de gonflement en fonction de la limite de liquidité; cela est repris dans le Tableau I. 8.

Tableau I. 8 : Classification de Dakstana (Potentiel de gonflement en fonction de WI [1]

Limite de liquidité W_L(%)	0-20	20-35	35-50	50-70	70-90	> 90
Potentiel de Gonflement	Non Gonflant (NG)	Faible (F)	Moyen (M)	Elevé (E)	Très élevé (TE)	Extrêmement élevé (EE)

I.2.6. Classification des sols [3]

La classification des sols repose sur divers paramètres et est basée sur leur géométrie. Son objectif est de regrouper les sols ayant des caractéristiques similaires en termes de nature, d'état et de comportement pour une application géotechnique spécifique telle que les routes ; les fondations etc...

Plusieurs systèmes de classification sont utilisés, notamment le système de classification Unified Soil Classification System (USCS) établi par Casagrande, la classification du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) identique à l'USCS, la classification de l'American Association of State Highways Officials (AASHTO) et le Guide des Terrassements Routiers (GTR).

I.2.6.1. La classification L.C.P.C

Pour la classification LCPC, l'objectif est d'identifier et de nommer un sol en se basant sur des mesures quantitatives, en particulier la granulométrie et les caractéristiques de plasticité de la fraction fine (Atterberg). Cette classification comprend trois types de sols principaux : les sols fins, les sols granulaires et les sols organiques.

a) Les sols fins.

Également appelés sols cohérents, ont un plus grand diamètre de grains inférieur à 20 µm et présentent une cohésion (argile, limon). Leur comportement varie considérablement en fonction de la teneur en eau, passant d'un état solide à un état plastique ou liquide. Leur cohésion est assurée par le frottement et les forces d'attraction entre les grains, qui dépendent de la forme et de la compacité des grains, ainsi que de la teneur en eau. Ces sols sont résistants au cisaillement et à la traction, imperméables, mais sensibles aux variations d'humidité, ce qui peut entraîner des gonflements ou des retraits.

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg, qui sont précisés dans le diagramme de plasticité. En fonction de la position du point représentatif sur le

diagramme, défini par la limite de liquidité et l'indice de plasticité, quatre grandes catégories principales sont distinguées : les limons très plastiques, les limons peu plastiques, les argiles très plastiques et les argiles peu plastiques.

La figure I.1. Présente la classification des sols fins (diagramme de plasticité)

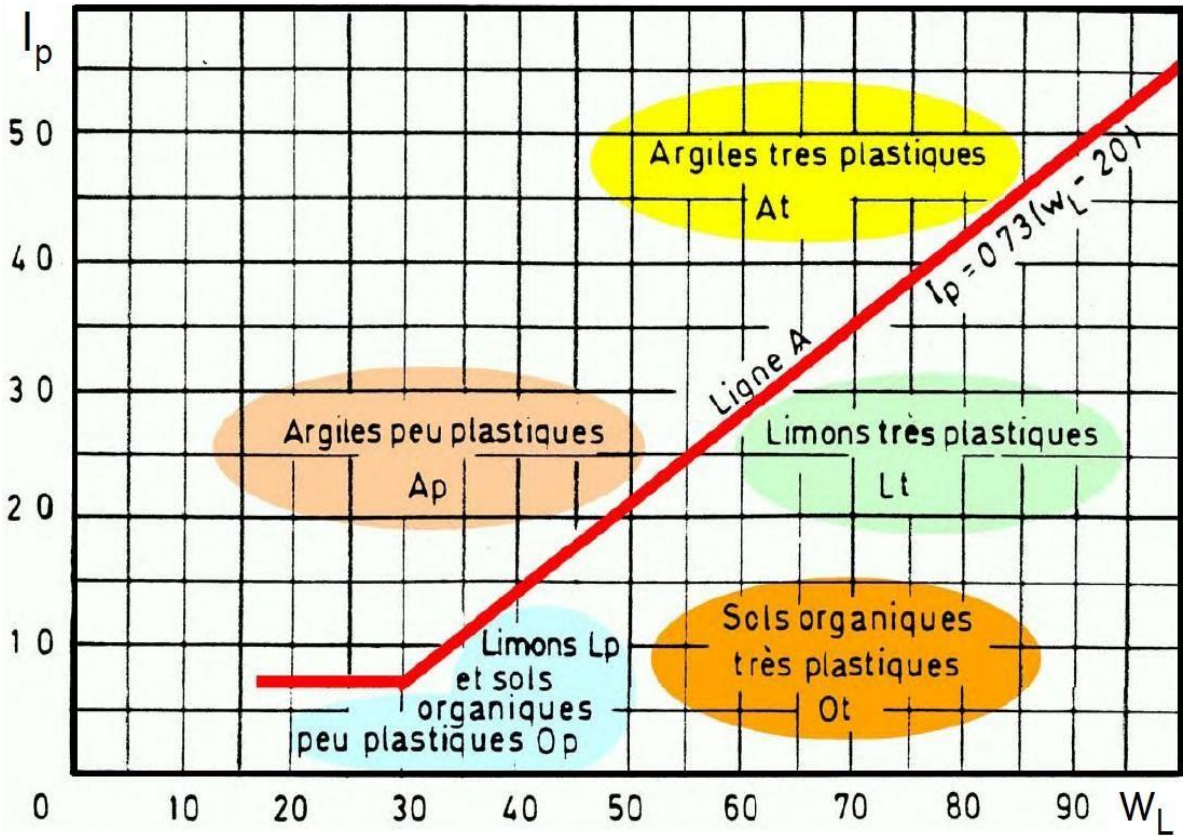


Figure I. 1: Classification des sols fins: Diagramme de plasticité. [4]

b) Les sols grenus

Appelés encore sols pulvérulents dont le plus grand diamètre des grains est supérieur à $20\mu m$sans cohésion (sable, gravier). Leur comportement est régi par les propriétés du squelette solide (peu influencé par l'eau). Les forces de frottement entre les grains dépendent de la forme, la compacité des grains, la résistance au cisaillement,…

Le sol contenant de l'argile sera influencé par la teneur en eau. Leur classification se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg.

c) Les sols organiques

Les sols organiques ont une teneur en matière organique supérieur à 10%.

I.2.6.2. La classification des sols selon la nomenclature GTR est effectuée conformément à la norme NF P 11-300.

Dans cette classification on distingue 3 familles à savoir : les sols de classe A, B, C et D ; les matériaux rocheux de classe : R ainsi que les sols organiques et sous-produits industriels de classe F.

Les 4 classes de sols (famille) : classe A : sols fins, classe B : sols sableux et graveleux avec fines, classe C : sols comportant des fines et des gros éléments, classe D : sols insensibles à l'eau.

Cette classification représente un réel intérêt pratique et est utilisée dans les travaux de terrassement. Le graphique donnant la classification GTR est repris sur la Figure I. 2.

Le GTR fournit des recommandations pour l'utilisation de différents types de sols en tant que remblais ou couches de forme. Cependant, certains sols sont exclus par le GTR dans certaines conditions pour les travaux de terrassement. Par exemple, un sol de type A2, lorsqu'il est humide, présente des caractéristiques mécaniques faibles, ce qui rend sa mise en œuvre difficile. C'est pourquoi le GTR préconise une solution consistant à traiter ces sols avec de la chaux et/ou un liant hydraulique.

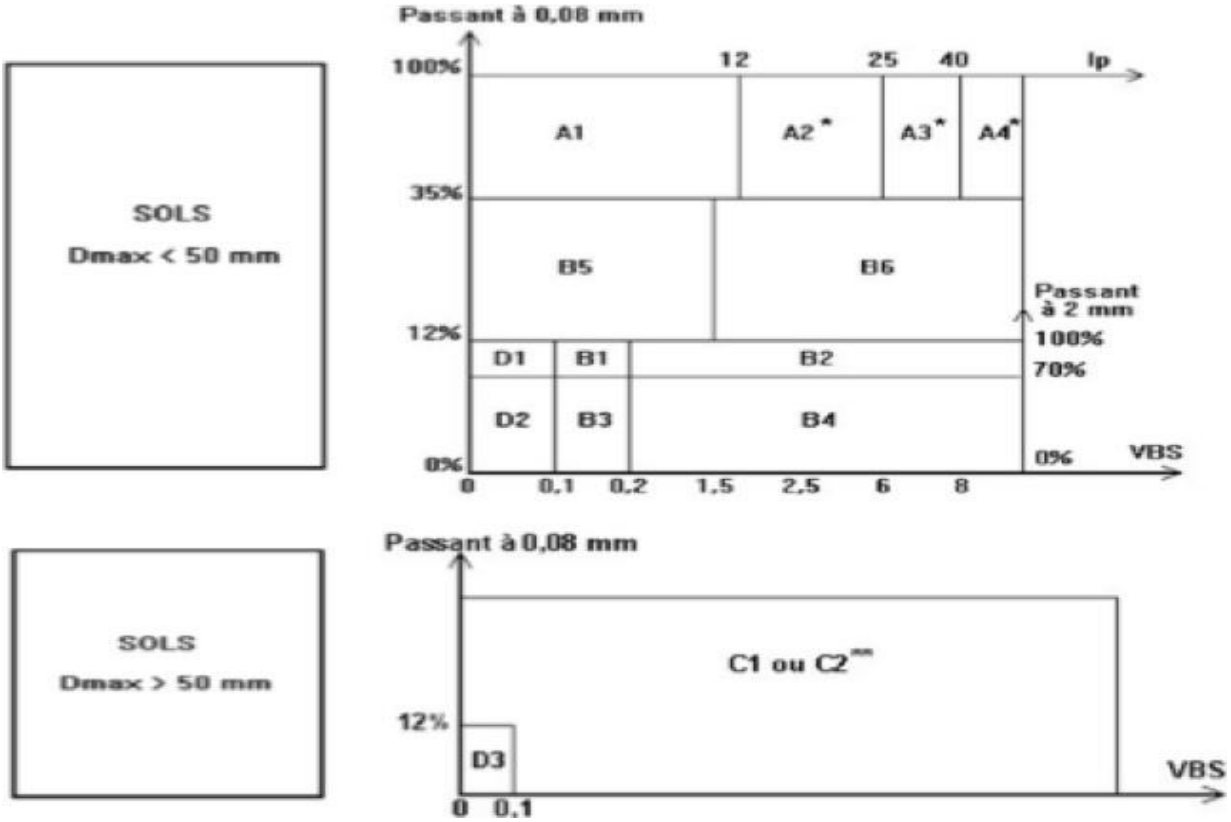


***Figure I. 2 : Diagramme de classification GTR de sol** [1].*

Les sols (première famille) sont désignés par le nom de la portion granulométrique prédominante qualifiée par un adjectif relatif aux portions secondaires.

Tableau 1.9. Tableau simplifié de la classification des sols GTR [7].

CLASSE	Définition	Caractéristique	Sous-classe
A	Sols fins	$D_{max} \leq 50$ mm et passant à 80 µm > 35 %	A1 à A4 selon VBS ou Ip
B	Sols sableux et graveleux avec fines	$D_{max} \leq 50$ mm et passant à 80 µm ≤ 35 %	B1 à B6 selon VBS ou Ip et tamisat
C	Sols comportant des fines et des gros éléments	$D_{max} > 50$ mm et passant à 80 µm > 12 % ou passant à 80 µm ≤ 12 % + VBS > 0,1	30 sous-classes selon VBS, Ip et tamisat à 50 mm
D	Sols insensibles à l'eau avec fines	VBS ≤ 0,1 et passant à 80 µm ≤ 12%	D1 à D3
R	Matériaux rocheux	voir la norme NF P 11-300	
F	Sols organiques et sous-produits industriels	voir la norme NF P 11-300	

D_{max} = diamètre pour lequel 95 % des grains du sol ont une dimension inférieure (soit D_{95} si la courbe granulométrique est disponible, sinon appréciation visuelle de la dimension des plus gros éléments).

I.3. STABILISATION DES SOLS

Stabiliser la terre c'est modifier les propriétés d'un système terre-eau-air pour obtenir des propriétés permanentes compatibles avec une application particulière. Ou encore, on appelle stabilisation des sols, l'ensemble des procédés permettant d'améliorer leurs caractéristiques [9].

Le procédé a pour finalité de :

- Améliorer l'aptitude d'un matériau au compactage ;
- Diminuer la sensibilité au gel et à l'eau ;
- Augmenter la résistance mécanique et la portance (augmentation du frottement interne et de la cohésion).

I.3.1. Différents procédés de stabilisation [9].

Un procédé de stabilisation peut être défini comme une méthode physique, physicochimique, ou chimique permettant à un sol, à une terre, de mieux satisfaire aux exigences qu'impose son utilisation dans un ouvrage.

Pour résoudre un problème de stabilisation, il sera donc nécessaire de connaitre :

- Les propriétés de la terre à traiter
- Les améliorations souhaitées
- Les produits, matériaux, ou procédés utilisables
- Les diverses technologies de mise en œuvre

Les exigences de réalisation de l'ouvrage ; tels que coûts et délais.

En géotechnique routière, il existe plusieurs techniques de stabilisation des sols qui sont regroupés en deux grandes catégories : stabilisation mécanique et stabilisation chimique

I.3.2. Stabilisation mécanique

C'est une stabilisation sans apport de stabilisant. Dans la stabilisation de terre remaniée, le sol doit être extrait en lieu pour être mis en œuvre en un autre lieu. La construction en terre (digues, pistes, routes, bâtiments) nécessitant la plupart du temps l'utilisation de terres remaniées est donc concernée par ce mode de stabilisation.

La stabilisation mécanique comprend deux méthodes :

I.3.2.1. Stabilisation par dessiccation

C'est une technique très ancienne, qui consiste à mouler la terre avec une teneur en eau élevée, sans compactage et à laisser les briques séchés au soleil. Elle a pour effet l'augmentation de la cohésion du matériau. Il est souhaitable de limiter les dimensions des éléments pour réduire les risques nuisibles de fissuration et de retrait.

I.3.2.2. Stabilisation par compactage (densification)

Le compactage est la méthode de stabilisation la plus ancienne et la plus importante. Il consiste en une réduction de volume pratiquement instantanée du sol dû à la réduction des vides remplis d'air. Il n'y a aucune expulsion d'eau. Il peut entrainer aussi bien une modification de la teneur en eau qu'une modification de la granulométrie. Le compactage à lui seul peut souvent résoudre un problème particulier de sol, en outre il entre pour une part essentielle dans nombre d'autres méthodes de stabilisation.

Les objectifs atteints lors du compactage sont essentiellement les suivants :

- Limiter sinon supprimer les vides (rapprochement des grains en modifiant leur arrangement) ;
- Augmenter l'imperméabilité du sol compacté ;
- Améliorer les caractéristiques du sol.

Le compactage est influencé par certains paramètres, Proctor (1933) démontre que le compactage est fonction de la masse volumique du sol, de la teneur en eau, de l'énergie de compactage, de la méthode de compactage utilisée et enfin du type de sol (granularité, présence des minéraux argileux).

a. **Méthodes de compactage**

Les modes de compactage sont nombreux, les plus importants peuvent être dynamique, statique et par vibration ou toute association de ces actions. Les procédés statiques sont en général plus efficaces pour les sols riches en éléments fins, alors que pour les sols nantis en éléments grossiers la vibration est la plus efficace. C'est ainsi que les presses sont tout à fait adaptées à la confection des briques d'argile, alors que le béton frais riche en gravier se densifie bien à l'aide d'aiguilles vibrantes. Melbouci (1991) a étudié ces différents modes de compactage sur les résistances d'une argile limoneuse et a souligné les points suivants :

- L'analyse des modes de compactage montre que le compactage dynamique améliore considérablement les propriétés physiques de béton de terre stabilisé ;
- Alors que pour le vibro-compactage n'apporte pas de gains de résistance par apport au compactage statique et que la vibration n'améliore pratiquement pas la densité sèche.

- **La teneur en eau**

Quand on compacte un sol à une énergie constante, la masse volumique du sol sec (γ_d) augmente avec la teneur en eau (ω) jusqu'à une valeur maximale qu'on considère comme la teneur en eau optimal. Au-delà de la teneur en eau optimal, l'augmentation de la teneur en eau réduit la masse volumique du sol sec. La figure I.3 Présente en détail l'évolution de la courbe Proctor en fonction de ω et de γ_d

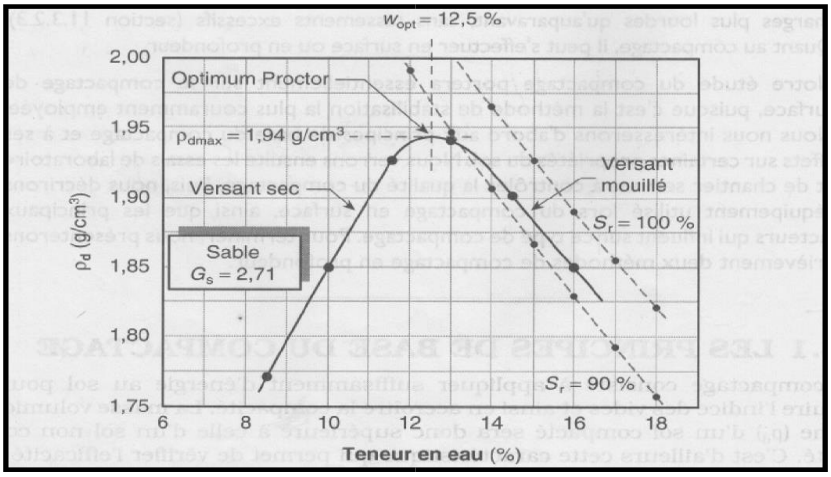


Figure I. 3 : Courbe de compactage

- **L'énergie de compactage**

L'énergie de compactage est l'énergie mécanique transmise à un volume de sol pour y réduire l'indice des vides. Elle est appliquée par l'une des méthodes citées précédemment.

Pour toutes les méthodes de compactage, la résistance de sols traités croît avec l'énergie de compactage pour toute teneur en eau. A chaque niveau d'énergie de compactage correspond, en principe, une teneur en eau optimale (densité sèche maximale) qui diminue à fur et à mesure que l'énergie croît.

La figure I.4 représente l'Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

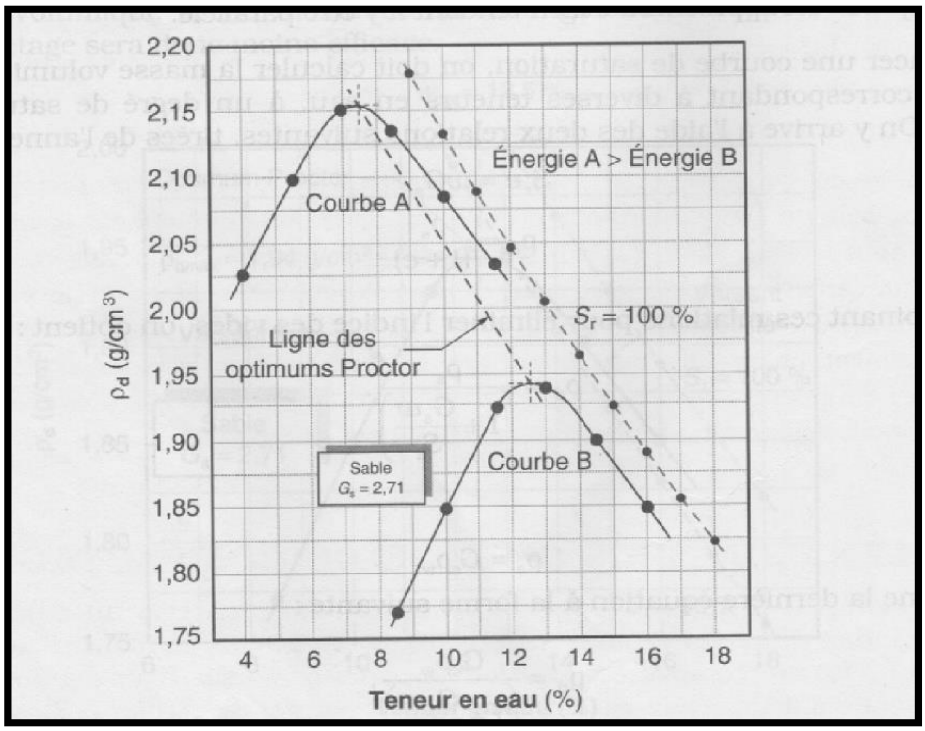


Figure I. 4 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

- **La granulométrie**

La granulométrie d'un sol influe sur la valeur de l'optimum Proctor. De façon générale, on constate que, plus les particules d'un sol sont grosses, plus sa masse volumique sèche maximale est élevée et plus sa teneur en eau optimale est faible. Dans le cas des sables fins à granulométrie serrée, l'inefficacité du compactage est telle qu'il est difficile d'établir une relation entre la masse volumique du sol sec et la teneur en eau. Quant aux sols cohérents, plus ils sont plastiques, plus la masse volumique sèche maximale est faible et plus leur teneur en eau est optimale est grande.

La figure I.5 représente Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor

.

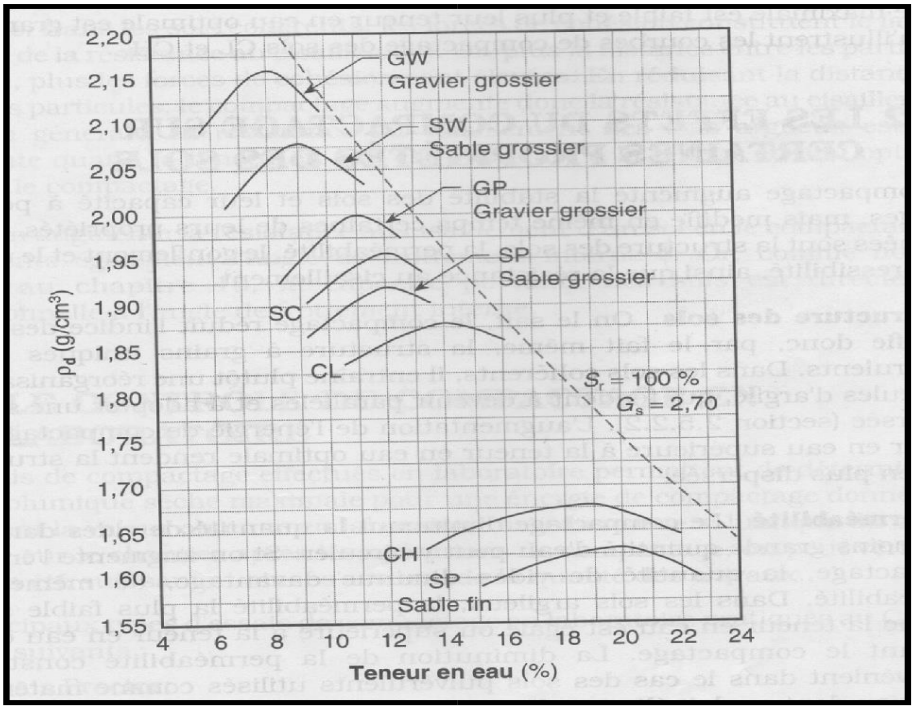


Figure I. 5 : Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor

En même temps le compactage à des effets sur les propriétés physiques suivantes :

- La masse volumique du matériau sec ;
- La structure du sol ;
- La résistance au cisaillement et les déformations.
- La compressibilité ;
- La perméabilité du sol.

Enfin, le compactage en réduisant la porosité du matériau, en améliore les caractéristiques physiques et mécaniques. Mais on doit noter que s'il est le seul procédé de stabilisation utilisé, les améliorations obtenues ne seront pas, pour les matériaux fins irréversibles. Toute construction en terre se dégrade à longue sous l'action de l'eau ce qui oblige à les protéger et montre l'intérêt des produits qui ajoutés à la terre, réduisent sa sensibilité à l'eau : les stabilisants.

I. 3.3. La stabilisation thermique

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile en réduisant la répulsion électrique entre les particules, sous l'effet de la chaleur on provoque un écoulement de l'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué

I.3.4. Stabilisation chimique : ou stabilisation physico-chimique

La stabilisation chimique permet, grâce à la réaction du produit avec les composantes du matériau, une augmentation de la cohésion du matériau. Elle consiste à incorporer au sol les liants hydrauliques routiers ou liants hydrocarbonés. Il s'agit dans tous les cas d'augmenter la cohésion des matériaux en utilisant une réaction chimique provoquée par l'eau et les matériaux eux-mêmes.

Le stabilisant chimique est choisi selon la nature physique du sol à stabiliser. Les conditions d'utilisation des produits chimiques sont reprises sur la Figure I. 6. [3]

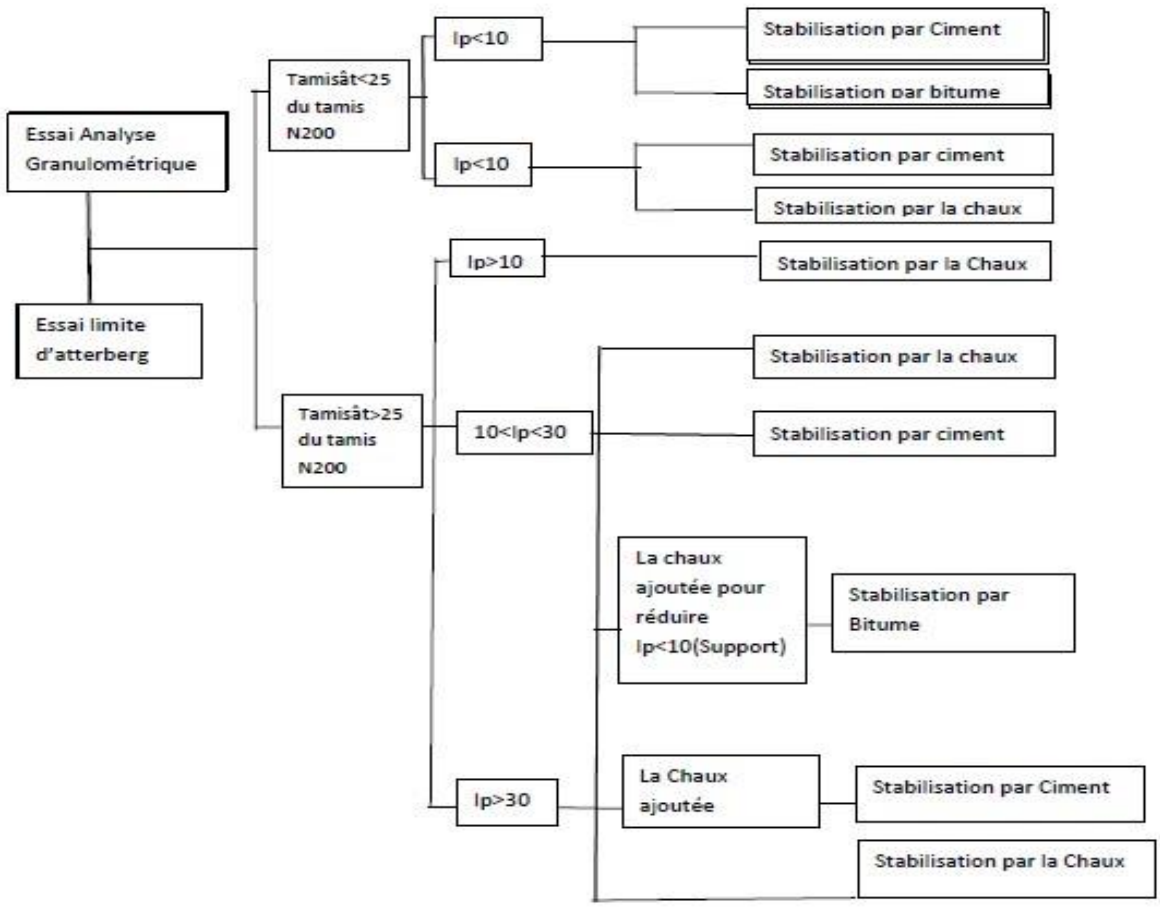


Figure I. 6 : Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique.

I.3.4.1. Traitement aux liants hydrauliques [9]

Les liants hydrauliques sont des poudres fines constituées de sels minéraux anhydres réactifs en présence d'eau. Ils s'hydratent en présence d'eau pour former un matériau solide, véritable roche artificielle. Le traitement des sols aux liants hydrauliques est une technique qui consiste à incorporer, au sein du sol, cet élément d'apport avec éventuellement de l'eau et de les mélanger plus ou moins intimement, jusqu'à l'obtention d'un matériau homogène pour lui conférer les propriétés nouvelles.

a) Traitement au ciment

Le ciment est utilisé dans le but d'obtenir un développement rapide et durable des résistances mécaniques et des stabilités à l'eau et au gel. Les réactions du ciment avec un sol consistent essentiellement en une hydratation des silicates et aluminates de calcium anhydres, avec passage par la phase soluté suivie de la cristallisation des produits hydratés : c'est la prise hydraulique. Les avantages du traitement au ciment sont :

- Augmentation de la résistance du sol et de la durabilité ;
- Réduction de la compressibilité et du gonflement ;
- Formation d'une couche dure, cohérente et imperméable.

La stabilisation des sols au ciment trouve son application tant pour les couches de surfaces que pour la zone supérieure de la couche de fondation ou de la sous couche de fondation ou de la sous couche de routes et chemins de toute nature.

b) Traitement à la chaux

La chaux est obtenue par cuisson de carbonate de calcium pur ($CaCO_3$). Elle se présente sous deux formes :

- Sous forme de chaux vive (CaO) : $CaCO_3 - 4CaO + CO_2 (T > 900^0C)$
- Sous forme hydratée ($Ca(OH)_2$) : CaO + H2O – CaO + H2O-$Ca(OH)_2$ + Chaleur.

Compte tenu de ses propriétés, la chaux modifie de façon sensible le comportement des sols fins argileux ou limoneux, grâce à trois actions distinctes (Puiatti, 2013) :

- Une diminution de la teneur en eau : la teneur en eau d'un mélange sol-chaux se trouve abaissée en raison de :
  - ✓ L'apport de matériaux secs ;
  - ✓ La consommation de l'eau nécessaire à l'hydratation de la chaux (chaux vive) ;

- ✓ L'évaporation d'eau suite à la chaleur dégagée par la réaction d'hydratation et par l'aération provoquée par le malaxage.

- Des modifications immédiates des propriétés géotechniques du sol : l'incorporation de la chaux dans un sol argileux, développe une agglomération des fines particules argileuses en éléments plus grossiers et friables : c'est la floculation.

Les indices de ces réactions sur le mélange sol-chaux sont :

- ✓ Une diminution de l'indice de plasticité Ip ;
- ✓ Une augmentation de l'indice portant immédiat IPI ;
- ✓ Un aplatissement de la courbe Proctor avec diminution de la densité de l'optimum Proctor, et augmentation de la teneur en eau (matériaux limoneux, argileux et matériaux évolutifs comme les marnes, schistes, craies, IP > 20).

En techniques routières, la chaux est utilisée comme stabilisant ou pour rendre compactable les sols fins trop humides. Les avantages du traitement à la chaux sont multiples : valorisation des matériaux médiocres, meilleure gestion des ressources naturelles, réduction du trafic poids lourds, réduction des immobilisations pour intempéries, diminution de la durée des travaux, et surtout réduction du coût des travaux.

c) Traitement aux pouzzolanes

Les pouzzolanes peuvent être à l'état naturel ou artificiel. Les pouzzolanes naturelles sont des matériaux résultant des émissions explosives de laves lors des phénomènes volcaniques alors que les pouzzolanes artificielles ne sont que des résidus de combustion du charbon produits dans les industries et/ou centrales d'incinération. Elles sont utilisées en technique routière pour améliorer l'état hydrique d'un sol et pour réaliser les assises en graves-pouzzolanes.

d) Traitement aux cendres volantes

Les cendres thermiques produisent des quantités importantes de résidus de combustion, dont les cendres volantes récupérées par dépoussiérage des fumées, avant l'évacuation dans les cheminées. Ce sont des matériaux fins (<200 μm) et légers. Ils peuvent être silico-alumineuse (forte teneur en silice et alumine : propriétés pouzzolaniques) ou sulfo-calciques (forte teneur en sulfates et chaux : propriétés hydrauliques). En technique routière, ils sont utilisés pour réaliser les assises en graves-cendres volantes.

e) Traitement aux laitiers (métallurgie)

Dans un haut fourneau, la production de la fonte s'accompagne de celle d'un liquide surnageant

O ù se retrouve la gangue du minerai combinée aux fondants ajoutés. Ce liquide, sous-produit de l'industrie sidérurgique est le laitier. En technique routière, le laitier est principalement utilisé pour la réalisation d'assises en graves-laitiers (Mouton, 1998).

- **Traitement aux liants hydrocarbonés**

Les liants hydrocarbonés sont des matériaux constitués essentiellement d'assemblage d'atomes de carbone et d'hydrogène qui, au contact de particules solides telles que les granulats, développent des forces d'adhésion assurant de la sorte une certaine rigidité, des résistances aux déformations en traction, compression et cisaillement.

Les principaux liants hydrocarbonés sont : le bitume et le goudron. Le bitume est un produit de distillation des huiles minérales tandis que le goudron provient de la distillation du charbon. Les graves, si elles ne sont pas trop argileuses, peuvent être stabilisés aux liants hydrocarbonés. Leur grande stabilité mécanique est assurée par le frottement interne élevé dû au squelette minéral et par la forte cohésion apportée par le bitume. Les dosages à respecter varient en fonction du type d'application, de la nature et de la qualité des matériaux à traiter (2%-8%).

- **Traitement aux produits chimiques**

Certains produits chimiques à base de chloride de calcium, hydroxyde de calcium, silicates, enzymes, polymers, sont utilisés en construction routière pour améliorer la capacité portante des sols (Bakar et al, 2014). On les trouve aux marchés sous les noms commerciaux : Probase TX-85 (produit du « Probase manufacturing Sdn.Bhd. Company », Malaysia), Termite Saliva (produit du « Norwood hall Pty Ltd », Australia), Renolith (produit du « Renolith technology Corporation », Thailand), Perma-Zyme (Produit du « Global Zyme », Thailand), Con-Aid (produit du « Con-Aid Asia Co. Ltd », Thailand), ANSS (produit du « solid Environmental solutions », Israel), etc.

- **Traitement mixte**

Le traitement mixte consiste à améliorer la qualité d'un sol par combinaison de deux ou plusieurs stabilisants en vue d'atteindre les performances mécaniques souhaitées. Il existe plusieurs combinaisons mais la plus utilisée est celle de la chaux-ciment : Dans le cas où le sol est humide (on préconise la chaux), et peu argileux (on préconise le ciment), on utilise d'abord la chaux à faible dose (0.5 à 2%) et ensuite le ciment, ces liants ayant une action complémentaire. Le traitement préalable à la chaux par son action d'assèchement immédiate du sol amène celui-ci à un état optimal pour la stabilisation au ciment.

Le Tableau I. 9 présente les principaux avantages et inconvénients de chaque technique de stabilisation.

Tableau I. 9 : Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées.

[10]

Technique	***procédés***	***Les avantages***	***Les 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 - la disponibilité des matériaux.
	Pré humidification	-	- Le temps de l'opération - la distribution uniforme de w n
	Méthode de contrôle	- Minimiser L'humidification ou desséchement.	-La sensibilité a la variation de la teneur en eau.
Stabilisation thermique	- Augmenter la température	- Réduire la répulsion électrique entre les particules.	- très coûteuse.
Stabilisation chimique	Les sels	- Augmenter la concentration Tonique de l'eau libre. - Réduire le phénomène d'échange.	- le choix de type de dosage et de la méthode 'addition d'un produit. (valence et rayon du cation)
	Le ciment	-augmenter la résistance. -diminuer la plasticité - réduire le potentiel de variation de volume. -Augmenter la limite de retrait	- utilisation d'un dosage important.

(par ajout de matériaux)	La chaux	- diminuer la plasticité. La densité sèche et la pression u gonflement. - Augmenter la résistance et Wn opt - utilisation d'un faible dosage.	Carbonations de la chaux.

Le choix des techniques de stabilisation les plus utilisées dépend de plusieurs paramètres tels que : les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement**.**

I.4. FONCTIONNEMENT DE LA CHAUSSEE [4]

La chaussée peut être définie comme un ouvrage d'ingénierie (génie-civil) composée d'une ou de plusieurs couches disposée(s) sur un espace linéaire aménagé pour faciliter la circulation sécuritaire des véhicules et des personnes. Selon Guy (2008), la route est constituée d'une chaussée qui a pour rôle de :

- Distribuer la charge et transmettre au sol support une contrainte qui n'entraînera pas de déformation excessive ;
- Atténuer les mouvements différentiels qui proviennent du sol et limiter les déformations résultantes en surface ;
- Maintenir ses qualités structurales (portance) et fonctionnelles (adhérence et uni) à long terme ;

La principale agression de la chaussée est celle du trafic. D'après Berthier (2004), l'action répétée d'une charge roulante sur la chaussée fait apparaitre quatre types de dommages :

Une usure superficielle de la couche de roulement due aux efforts tangentiels ;

La formation d'ornières par fluage des couches liées, sous l'effet des contraintes verticales et des efforts tangentielles ;

Une fatigue des couches traitées, provoquée par leur flexion sous l'action des charges ;

Une accumulation des déformations permanentes au niveau du support ou des couches non liées.

Pour pallier à ces inconvénients, une attention particulière doit être portée au dimensionnement de la chaussée qui consiste à déterminer la nature et l'épaisseur des différentes couches de la chaussée

afin de réduire les contraintes et déformations à des valeurs admissibles pour un trafic donné. Ces épaisseurs varient en fonction de la nature des matériaux d'apport, l'état du sol naturel, la profondeur de la nappe, l'évapotranspiration et les phénomènes climatiques.

La figure I.6 présente les différentes parties susmentionnées constituant la chaussée.

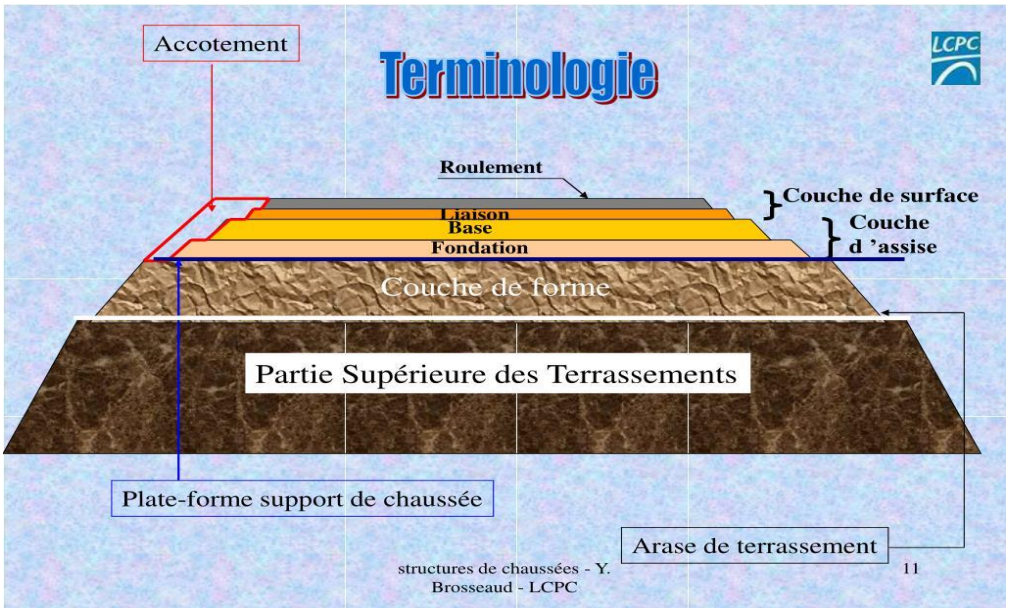


Figure II. 7 : Différentes Couches d'une chaussée [11]

I.4.1. STRUCTURES DE CHAUSSEES

La composition de la chaussée et le mode d'association de ses diverses couches permettent de distinguer les différentes structures et le choix des méthodes de dimensionnement adapté pour limiter les diverses contraintes qui peuvent provoquer l'endommagement de la chaussée avant l'échéance estimée. Selon Thiam (2008), Il existe trois familles de chaussées : chaussées souples ou flexibles, chaussées semi-rigides et chaussées rigides.

I.4.1.1. Chaussées souples ou flexibles

Les chaussées souples ou flexibles tiennent leur nom du fait qu'elles se déforment réversiblement sous sollicitations. Elles sont constituées d'une couche bitumineuse en surface et d'une assise en matériaux granulaires. La couche bitumineuse est relativement mince, la couche de base et la couche de fondation sont généralement en matériaux non traités.

Plus la chaussée est épaisse, moins la contrainte appliquée à la base de la plateforme est importante. Le dimensionnement des structures souples repose sur la limitation de la déformation verticale du sol support.

I.4.1.2. Chaussées semi-rigides

Encore appelée chaussée mixte ou chaussée à assise traitée aux liants, sa structure comporte un revêtement bitumineux mince et un corps de chaussée en matériaux traitées (en liants hydrauliques ou hydrocarbonés). Elle est utilisée lorsque le trafic devient important et que les matériaux crus ne satisfont pas aux exigences mécaniques. Le liant augmentant la rigidité de l'assise, les déformations verticales sont relativement faibles et le dimensionnement de la chaussée porte essentiellement sur la limitation de la contrainte de traction par flexion à la base des couches traitées.

Une chaussée semi-rigide est constituée d'un revêtement bitumineux relativement mince, d'une couche de base traitée et d'une couche de fondation traitée ou non. Son dimensionnement porte sur la rupture par fatigue à la base de la couche liée et l'orniérage du sol support. On doit s'assurer que la contrainte de traction à la base de la couche traitée est inférieure à la contrainte de traction admissible du matériau et que la déformation verticale à la surface des couches non liées et sol support est inférieure à une valeur limite admissible.

I.4.1.3. Chaussées rigides

Une chaussée rigide est comme une dalle de béton. Elle est peu déformable, elle absorbe la charge enfin d'éviter une déformation, sur la fondation ou l'infrastructure, susceptible de causer la rupture. Des structures rigides mobilisent des efforts notables de traction par flexion très important par rapport à ceux subis par les structures semi-rigides et se déforment essentiellement par fissuration.

Le dimensionnement des structures rigides repose sur la limitation des efforts de traction par flexion du béton sous l'effet des charges. Pour les trafics élevés, ces types de chaussée ont des performances mécaniques très intéressantes, comparées aux autres types de structures.

I.5. CONCLUSION PARTIELLE

Le présent chapitre se divise en plusieurs parties. Tout d'abord, Il a était question d'abordé les notions générales sur les sols. Ensuite, Présenté une vue d'ensemble de la stabilisation des sols en notant que toutes techniques de stabilisation de sols sont très importantes et l'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traiter, d'où sa granulométrie, sa composition et sa teneur en eau ; Enfin, nous avons examiné plus en détail la notion des chaussées. Dans le prochain chapitre, il va être question de présente le milieu d'étude ainsi que les méthodes et les équipements utilisés au laboratoire pour déterminer les caractéristiques géotechniques du sol de la carrière de NYAMUBIGWA à BWEREMANA.

CHAPITRE DEUXIEME : MATERIELS ET METHODES DE RECHERCHE

II.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre nous présenterons l'origine des matériaux, nous allons présenter les différents essais réalisés au laboratoire géotechnique de la faculté des sciences et technologies appliquées ULPGL/GOMA (laboratoire de génie civil).

Les essais réalisés sont divisés en deux catégories dont les essais d'identification (analyse granulométrique, les limites d'Atterberg etc.) et les essais de caractérisation mécanique (par la détermination des indices Proctor et CBR).

II.2. ORIGINE DES MATERIAUX

NYAMUBIGWA une localité de BWEREMANA qui est l'une de sept localités que compte le groupement Mupfunyi Shanga, dans la chefferie de Bahunde, territoire de Masisi dans la province du Nord Kivu à l'Est de la République Démocratique du Congo [2] .

II.2.1. Localisation du site

Dans ce point du chapitre, est exposée la vue panoramique de la carrière de NYAMUBIGWA à la Figure II. 1.



***Figure II. 1 : la vue panoramique de ces entités** [12].*

II .2.1.1 Situation géographique des sols.

La zone d'étude est limitée :

- Au nord par la localité de Kituva ;
- Au sud par le territoire de Kalehe ;
- A l'Est le lac Kivu ;
- A l'Ouest par la localité de kabase et Runyana.

II.2.1.2 Relief et climat

Cette entité est dominée par des montagnes et de quelques petites vallées Dont on y retrouve deux types de climats ; le climat équatorial accentué par l'altitude, dans la région des hauts plateaux et le climat du type tropical humide [2].

II.3. ECHANTILLONAGE

Les échantillons utilisés pour les études au laboratoire sont des échantillons remaniés à différents points des sites. En général nous avons prélevés trois échantillons d'environ 100Kg pour chacun. Les Figure II. 2 , Figure II. **3** et Figure II. **4** montrent les images des sols.



Figure II. 2 : NY1



Figure II. 3 : NY2



Figure II. 4 : NY3

II.4. IDENTIFICATION ET CLASSIFICATION DES SOLS

L'identification des sols s'est effectuée à partir des essais normalisés au laboratoire de Génie Civil de l'ULPGL-Goma. La classification quant à elle s'est effectuée selon les prescriptions de normes GTR

II.4.1. Détermination de la teneur en eau naturelle du sol

L'essai consiste à déterminer la teneur en eau d'un échantillon du sol. La teneur en eau a été déterminée suivant la norme NF P 94-050 [13] sur un échantillon de sol remanié à partir de la formule I.

Cette teneur en eau naturelle dépend beaucoup plus de conditions environnementales du milieu où s'est effectué le prélèvement (le climat, le temps...) et de conditions de mise en œuvre liées au prélèvement et à la réalisation de l'essai (transport de l'échantillon, manipulation de l'échantillon, appréciation du résultat...) [1].

a. Matériels et appareillage utilisés :

- Une balance ;
- Une étuve ;
- Des tares.

La représentation des appareils utilisés sont illustré à la Figure II**. 5** et à la ici-bas :



Figure II. 5 : Etuve



Figure II. 6 : Balance de precision et tare

b. Mode opératoire :

- Laver la tare puis la peser pour déterminer m_0 ;
- Prélever l'échantillon, l'introduire dans la tare et peser tout pour déterminer m_1 ;
- Mettre à l'étuve et après dessiccation complète peser pour déterminer m_2.

c. Expression

La formule suivante est utilisée pour calculer la teneur en eau :

$$W = \frac{mh-md}{md} X100 \qquad \text{II.1}$$

Où mh= m1-m0 et md= m2-m0

Avec ;

- W : la teneur en eau exprimée en pourcentage.
- mh : la masse du sol humide.
- md : la masse du sol sec.

II.4.2. Détermination des Masses volumiques

On en distingue masse volumique apparente et la masse volumique absolue

II.4.2.1. Masse volumique apparente

Elle consiste à évaluer le rapport entre le poids du sol et le volume du sol à une teneur en eau donnée. Cet essai s'effectue directement après l'essai de la détermination de la teneur en eau W et cela suivant la norme NF P 94-053 [14].

a. Matériels et appareillage utilisés :

- Une moule normalisée de volume connu V ;
- Une balance de précision ;
- Un outil à araser.

Mode opératoire :

- Prélever une certaine quantité d'échantillon de sol (passant au tamis de 2mm) ;
- Déterminer, par pesée sur la balance, la masse m0 du moule ;
- Bien remplir le moule de l'échantillon de sol et araser sa surface supérieure ;
- Peser l'ensemble pour déterminer la masse m1.

La représentation des appareils utilisés pour la masse volumique apparente et de son mode opératoire sont illustrée à la Figure II. 7 :



Figure II. 7 : Balance de precision avec moule plein de sol et l'outit à araser.

b. Expression

La masse volumique apparente ρ est obtenue suivant la formule II :

$$\boldsymbol{\rho = \frac{m}{V}} \qquad \textbf{II.2}$$

Où m=m1-m0

Avec :

- ρ : la masse volumique apparente.
- m : masse du matériau.
- V : volume du moule normalisé.

II.3.2.2. Masse volumique absolue

L'essai consiste à déterminer la masse volumique des particules solides du sol. La masse a été obtenue par pesage et le volume a été mesuré au pycnomètre selon la norme NF P 94-054 [14] à partir de la formule III.

Cet essai s'applique à tout échantillon de sol (intact ou remanié) dont la fraction granulaire n'excède pas 2mm.

a. Matériels et appareillage utilisés :

- Un pycnomètre de volume minimal 50 cm3 (avec bouchon rodé) ;
- Etuve ;
- Tamis de 2mm ;
- Mortier et pilon ;
- Plaque chauffante et une balance de précision.

La représentation des appareils utilisés pour la masse volumique apparente sont illustré à la Figure II. 8 :



Figure II. 8: Un pycnomètre de volume minimal 50 cm3 (avec bouchon rodé).

b. Mode opératoire :

- Prendre une certaine quantité de sol sur le tamisât du tamis de 2mm ;
- Mettre à l'étuve pour séchage. Après refroidissement à l'air ambiant, écraser les agglomérats de particules au pilon dans un mortier et prélever une quantité constituante m0 ;
- Introduire le sol dans le pycnomètre et éliminer toute particule qui aurait adhéré sur sa surface extérieure ;
- Remplir le pycnomètre avec de l'eau distillée en s'assurant de l'élimination complète de toutes les bulles d'air accrochées aux particules (par dépression) ;
- Remplir le pycnomètre muni de son bouchon jusqu'au trait de jauge et puis peser. Soit m1 la deuxième masse ;
- Vider le pycnomètre de tout son contenu, puis le remplir de nouveau seulement avec de l'eau distillée jusqu'au trait de jauge et enfin le peser une troisième fois pour déterminer m2.

c. Expression

La masse volumique absolue est alors déterminée par :

$$\rho S = \frac{\rho w * m0}{(m2+m0-m1)} \qquad \textbf{II.3}$$

Où ρw=1g/cm^3

Avec ;

- m0 : la masse du sol.
- m1: la masse du pycnomètre, du sol et de l'eau distillée.
- m2 : la masse du pycnomètre et de l'eau distillée.
- ρw : masse volumique de l'eau.

II.3.2.3. Masse volumique sèche

L'essai consiste à déterminer la masse volumique des particules solides du sol sec. Elle se note ρd et elle exprime la masse d'une unité de volume de sol sec.

La formule suivante est utilisée pour calculer la Masse volumique sèche :

$$\rho d = \frac{m_d}{V} = \frac{\rho}{1+W} \qquad \textbf{II.4}$$

Avec ;

- ρd : masse volumique sèche.
- m_d : masse sèche.

- V : volume.
- W : la teneur en eau naturelle.
- ρ : masse volumique apparente

II.3.3. Détermination du degré de saturation Sr

Le degré de saturation d'un sol est le niveau de remplissage des vides par l'eau. Il s'évalue par la relation V.

$$Sr = \frac{Vw}{Vv} = \frac{W*\rho s}{e*\rho w} \qquad \textbf{II.5}$$

Avec ;

- Sr : le degré de saturation.
- Vw : le volume de l'eau.
- Vv : le volume des vides.
- W : la teneur en eau naturelle.
- ρs : la masse volumique absolue.
- ρw : la masse volumique de l'eau.
- e : l'indice des vides

II.3.4. Détermination de l'indice des vides et la porosité

L'indice des vides « e » a été trouvé grâce à la relation de la masse volumique absolue avec la masse volumique sèche des grains solides d'un sol à partir de la formule II.3 et II.4. La porosité « n » quant à elle est la valeur pondérale indiquant la proportion des vides par rapport aux grains solides d'un sol et est trouvée à partir de la relation II.7

$$e = \frac{Vv}{Vs} = \frac{\rho s - \rho d}{\rho d} \qquad \textbf{II.6}$$

Avec ;

- e : l'indice des vides.
- Vv : me volume des vides.
- Vs : le volume des grains solides.
- ρs : la masse volumique absolue.
- ρd : la masse volumique sèche.

La formule suivante est utilisée pour calculer la porosité

$$n = \frac{e}{1+e} \qquad \textbf{II.7}$$

Avec ;

- n : la porosité.
- e : l'indice des vides.

II.3.5. Analyse Granulométrique (AG)

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer quantitativement la distribution des particules de sol par classes de diamètres. Le nombre et la grandeur des classes de diamètres dépendront de l'objectif pour suivi et, éventuellement, de l'importance de l'échantillon dont on dispose. Il y a lieu de faire remarquer dès à présent qu'il existe des différences quant aux limites des classes et quant aux appellations des sols en fonction du corps professionnel impliqué. On en distingue deux types ; par voie humide et par voie sèche.

L'analyse granulométrique par voie humide a pour but de déterminer la proportion pondérale des particules fines contenues dans un sol. Elle a été effectuée suivant la norme NF P 94-056 [15]. Les pourcentages obtenus ont été évalué en fonction de la relation VIII.

Par la voie humide, l'essai consiste à laver à l'eau un échantillon de sol sur une série de tamis de tailles décroissantes. Les dimensions de mailles de tamis et leurs nombres sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue.

Les masses de différents refus ou celles des différents tamisâts sont rapportées à la masse initiale du matériau, les pourcentages ainsi obtenus sont exploités numériquement ou sur un graphique (courbe granulométrique). [15]

a. Matériels et appareillage utilisés :

- Une série de tamis ;
- Une étuve ;
- Un mortier et un pilon ;
- Des tares ;
- Une balance ;
- L'eau courante.

Voici les matériels et les appareils utilisés pour cet essai sur la Figure II. 9 ci-dessous :



Figure II. 9: Matériels et appareillage utilisés

b. Mode opératoire :

- Prélever une certaine quantité de matériau (environ 2000g) et la mettre à l'étuve pendant 24 heures à une température avoisinant le 105°Celsius ;
- Après refroidissement, écraser les mottes qu'elle peut contenir au pilon dans le mortier ;
- Passer au lavage sur le tamis de 80µm (on arrête lorsque l'eau qui coule sous le tamis de 80µm devient blanche) ;
- Sécher les refus du tamis de 80µm à l'étuve pendant 24 heures à une température variante entre 105° et 110° Celsius ;
- Effectuer le tamisage sur les différents tamis disposés par ordre de grandeur décroissant puis peser les refus obtenus pour chaque tamis ;
- Tracer un graphique qui représente la répartition des grains en pourcentage selon les diamètres des différents tamis utilisés.

Les passants du tamis de 80µm seront retenus si l'opérateur veut compléter son essai de granulométrie par voie humide avec la sédimentométrie. Sinon il ne disposera pas le bac de fond pour recueillir les particules fines passant au dernier tamis. La masse des particules fines sera alors l'écart obtenu entre la masse de départ et la somme de refus obtenus après séchage.

$$\% = \frac{poids\ du\ refus\ cumulé}{poids\ avant\ lavage} * 100 \qquad \textbf{II.8}$$

II.3.6. Détermination des Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont les limites qui séparent divers états de consistance du sol en teneur en eau. Elles permettent de déterminer l'argilosité d'un sol d'où l'identifier et le caractériser [16]. Dans cette partie nous parlerons de la Limite de liquidité, de la Limite de plasticité, de l'Indice de plasticité, Indice de liquidité et Indice de consistance.

II.3.6.1. Limite de liquidité (Wl)

La limite de liquidité caractérise le passage du sol de l'état plastique à l'état liquide. C'est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique.

Le but de cet essai est de déterminer la teneur en eau d'un échantillon à son passage de l'état liquide à l'état plastique. L'essai consiste à déterminer le nombre de coups à la coupelle de Casagrande permettant de refermer d'environ 10mm les deux lèvres de la rainure et de déterminer la teneur en eau correspondant au nombre de coups. On répète l'opération cinq fois et on trace la droite de la limite de liquidité appelée courbe d'écoulement représentant la teneur en eau en fonction du nombre des coups. La limite de liquidité est ainsi obtenue à partir de cette droite et correspond à la teneur en eau avec 25 coups à la coupelle de Casagrande. [4] .

La limite de liquidité a été déterminée à l'aide de l'appareil de Casagrande suivant, la norme NF P 94-051 [17].

a. Matériels et appareillage utilisés :

- Un plateau pouvant contenir tout le matériau après lavage ;
- Un tamis de 0.4mm pour lavage ;
- Une pipette d'eau ;
- Un appareil de Casagrande avec tous ses accessoires ;
- Un plateau pour le malaxage ;
- Une étuve pour la détermination de la teneur en eau ;
- Une balance ;
- Des tares.

La figure II. 10 si dessous représentent les matériels et les appareils utilisés pour l'essai de la Limites d'Atterberg



Figure II. 11: les matériels pour l'essai de limite de liquidité

Mode opératoire

➢ Préparation de l'échantillon

Après échantillonnage l'échantillon réservé aux limites est lavé à l'eau sur le tamis de 0.4mm (module AFNOR n°27). Seules les particules passantes à ce tamis sont recueillies dans un plateau et seront retenues pour l'essai. Après une durée de décantation d'au moins 24 heures, l'eau claire du plateau est siphonnée sans entraîner de particules solides. L'eau excédentaire est évaporée à la température ne dépassant pas 50° Celsius. Une quantité d'environ 70g de tamisât a été malaxée afin d'obtenir une pâte presque liquide. Avec une spatule, on met la pâte dans une coupelle propre et sèche, cette pâte est étalée en plusieurs couches afin d'éviter d'emprisonner les bulles d'air.

➢ Exécution de l'essai

- On place la pâte homogène délicatement sur le plateau de la coupelle ;
- A l'aide de l'outil à rainurer (un des accessoires de l'appareil de Casagrande), on crée d'un seul mouvement une rainure axiale séparant complètement la pâte en deux ;
- On effectue une série de chocs réguliers d'environ deux coups par seconde à l'aide de la manivelle de la coupelle jusqu'à ce que les lèvres de la rainure se rejoignent sur à peu près 10mm ;
- On note alors le nombre de coups et on prélève une quantité au niveau où l'échantillon s'est renfermé et une autre quantité à sa gauche et à sa droite et ensuite on les met dans la tare pour déterminer la teneur en eau à l'étuve après avoir pesé la masse humide.

L'opération est répétée environ 5 fois et cela suivants des teneurs en eau croissantes ou décroissantes. Les résultats sont rapportés sur une droite qui traduit la relation entre les nombres de

coups et les teneurs en eau correspondantes. La teneur en eau correspondant à 25 coups est la limite de liquidité Wl.

II.3.6.2. Limite de plasticité (Wp)

La limite de plasticité caractérise le passage du sol de l'état solide à l'état plastique. C'est la teneur en eau qui sépare l'état plastique de l'état solide.

L'essai consiste à déterminer la teneur en eau d'un sol de son passage de l'état liquide à l'état solide. Le principe de l'essai consiste à rouler à la main et contre une plaque, pour former un cylindre avec un échantillon de sol jusqu'à observer l'apparition des fissures et procéder à la détermination de la teneur en eau dès l'apparition de ces fissures [1].

La limite de plasticité a été déterminée suivant la norme NF P 94-051 [17]. Le matériau est roulé sous forme d'un petit rouleau plein d'environ 3 à 4 mm de diamètre.

a. Matériels et appareillage utilisés :

- Un tamis de 0.4mm ;
- Une plaque métallique ;
- Une pipette ;
- Une étuve.

b. Mode opératoire

- L'exécution de l'essai consiste à confectionner un cylindre de terre enroulé à la main et contre une plaque d'un échantillon de sol jusqu'à ce qu'il présente les dimensions suivantes : un diamètre de 3±0.5mm et une longueur d'environ 12±2.5mm ;
- On s'arrête dès l'apparition des fissures sur le cylindre ;
- On découpe ensuite ce cylindre en 3 ou 4 parties que l'on partage dans deux tares ;
- Répéter l'opération 5 ou 6 fois et tout en déterminant la masse humide des cylindres dans les tares ;
- Les tares sont ensuite mises à l'étuve pour la détermination de la teneur en eau.

II.3.6.3. Indice de plasticité

L'indice de plasticité permet d'établir la plasticité d'un sol donné c'est-à-dire de déterminer une zone dans laquelle on considérera que le sol est à l'état plastique. Plus l'indice de plasticité est élevé, plus grande est la zone dans laquelle le sol est à l'état plastique, et plus ce sol contient de l'argile. Il a été déterminé suivant la norme NF P 94-057 [18] .

$$Ip = Wl - Wp \qquad \text{II.9}$$

Avec ;

- W_l : la limite de liquidité.
- W_P : la limite de plasticité

II.3.6.4. Indice de liquidité

L'indice de liquidité correspond à l'écart entre la teneur en eau naturel et la limite de plasticité sur l'indice de plasticité. Il permet de savoir rapidement si un sol est à l'état liquide, plastique, semi solide ou solide. Plus Il est élevé, plus l'argile est proche de l'état liquide et plus elle est dangereuse. Il a été déterminé par la relation II.10.

$$Il = \frac{W - Wp}{Ip} \qquad \textbf{II.10}$$

Avec ;

- W : la teneur en eau naturelle du sol.
- W_P : la limite de plasticité.
- I_P : l'indice de plasticité

II.3.6.4. Indice de consistance

L'indice de consistance correspond à l'écart entre la limite de liquidité et la teneur en eau naturel sur l'indice de plasticité. Il a été déterminé par la relation XI.

$$Ic = \frac{Wl - W}{Ip} \qquad \textbf{II.11}$$

Avec ;

- W_l : la limite de liquidité.
- W : la teneur en eau naturel.
- I_P : l'indice de plasticité.

II.4. ESSAIS DE CARACTERISATION MECANIQUE

Parmi les essais disponibles, nous pouvons citer l'essai Proctor et l'essai CBR (California Bearing Ratio), qui sont utilisés pour déterminer respectivement la teneur en eau optimale, la densité optimale et l'indice CBR.

II.4.1. Essai Proctor

L'essai Proctor a pour but de déterminer, pour un compactage d'intensité donnée, la teneur en eau à laquelle doit être compacté un sol pour obtenir la densité sèche maximale. La teneur en eau ainsi déterminée est appelée « teneur en eau optimum Proctor ».

L'essai Proctor consiste à compacter dans un moule standard, à l'aide d'une dame standard et selon un processus bien déterminé, un échantillon du sol à étudier et à déterminer la teneur en eau du sol et sa densité sèche après le compactage.

L'essai Proctor est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes (2%,4%,6%,8%,10%,12%,14%,16%). On détermine ainsi plusieurs points de la courbe représentative des densités sèches en fonction des teneurs en eau. On trace alors la courbe en interpolant entre les points expérimentaux. Elle représente un maximum dont l'abscisse est « la teneur en eau optimum Proctor », et l'ordonnée « la densité sèche maximum Proctor ».

La teneur en eau optimale et la densité sèche optimale sont obtenues suivant la norme NF P 94-093 [19] à l'aide de l'essai Proctor modifié. La teneur en eau optimal est obtenue à la teneur à laquelle la densité sèche a commencé à diminuer.

a. Matériels et appareillage utilisés :

- Le moule Proctor constitué par un tube cylindrique métallique inoxydable de 15,2 cm de diamètre intérieur et 17,00 cm de hauteur, pourvu d'un fond et d'une hausse métallique amovibles ;
- La dame Proctor .
- Une étuve ;
- Une règle à araser;
- Truelles pour malaxage,
- Des maillets, burins, couteaux, etc. pour le démoulage
- Une balance ;
- Une éprouvette graduée ;
- De l'eau ;
- Des bacs.

b. Mode opératoire :

- Prendre environ 7 kg de sol ayant des diamètres inférieurs à 20mm ;
- Y verser une quantité d'eau de départ soit par exemple 2% de 6 kg et cela est pris en fonction de la teneur en eau naturelle du sol et de l'état de l'échantillon ;
- Malaxer le mélange jusqu'à l'homogénéisation de ce dernier ;
- Remplir le moule Proctor normalisé en 5 couches et à chaque couche on compacte à l'aide d'une dame Proctor en 55 coups par couche ;

- Une fois le moule rempli, o, arase avec la règle à araser, on comble les vides laissés à la surface ;
- On prélève un échantillon de sol à la surface du moule, puis on retire la base de ce dernier afin de prendre un 2ème échantillon d'à peu près du même poids ;
- A la balance, on évalue les masses des deux prélèvements puis on les met à l'étuve pendant 24 heures pour obtenir la teneur en eau.

Les résultats obtenus sont inscrits dans un tableau. L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes (2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12%, 14%, 16%).

La Figure II. 12 sur la page suivante présente les matériels et appareillage utilisés pour l'essai Proctor



Figure II. 12: les matériels et appareillage pour l'essai Proctor.

II.4.1. Essai CBR (California Bearing Ratio)

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges), il s'agit en fait de comparer la portance du sol que l'on est en train de tester à la portance d'un sol standard de l'état de Californie aux Etats Unis. Cet essai permet de réaliser la caractérisation mécanique des sols naturels et des sols compactés dans des remblais et des couches de forme, de fondations de routes et aéroports. Il mesure la résistance à l'effort tranchant d'un sol et le gonflement du sol lorsqu'il est immergé dans l'eau pendant quatre (4) jours Il nous permet de calculer la portance du sol, en estimant sa résistance au poinçonnement.

Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices portants CBR qui permet.

- ✓ D'établir une classification des sols (GTR) ;
- ✓ D'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI);
- ✓ De déterminer I ‘épaisseur des chaussées (CBR augmente alors I 'épaisseur diminue) [1]

L'essai CBR a été effectué suivant la norme NF P 94-078 pour déterminer la portance du sol.

L'essai consiste à poinçonner l'échantillon de matériau compacté par pénétration d'un poinçon cylindrique à une vitesse constante de (1,27mm/min). Les valeurs des forces correspondant à des enfoncements de 2,5 et 5mm sont reportées à celles obtenues sur un matériau de référence pour en déduire la valeur de l'indice portant recherché. L'indice de portance CBR immergé (I CBR après 4 jours d'immersion) et alors calculés ainsi par le rapport entre la pression d'enfoncement du sol et celle d'un matériau type référence (en %) par les relations II.12 et II.13.

Les relations II.12 et II.13 sont applicables pour le poinçonnement à zéro jour et pour le poinçonnement après quatre jours d'immersion.

Cependant, il existe une relation qui lie le poinçonnement à zéro jour et le poinçonnement après quatre jours d'immersion. Ayant trouvé le CBR à zéro jour, il suffit juste de le multiplier par un coefficient pour obtenir le CBR après quatre jours d'immersion c'est-à-dire le CBR du sol dans les conditions défavorables. La valeur de ce coefficient est 0,63

a. Matériels et appareillage utilisés :

- 3 moules standard CBR
- Disque d'espacement
- Dame Proctor modifiée
- Disques de surcharge annulaire
- Appareil de mesure de gonflement comprenant un trépied pouvant s'adapter sur la face supérieure du moule comparateur
- Piston cylindrique
- Presse CBR
- Bacs
- Pelle à main, truelles, pinceau
- Tares pour la teneur en eau
- Balance de portée maximale de 30 kg précise à 5 g
- Balance de précision d'une portée maximale de 2 kg précise à 0,01 g
- Étuve

- Papiers filtres
- Couteau, burin, marteau et outil à araser
- Chronomètre
- Bac d'immersion

b. **Mode opératoire :**

- Préparation des échantillons :

  L'essai sera réalisé à la teneur en eau optimale déterminée par l'essai Proctor modifié. Ainsi, il convient de préparer le matériau de la même manière que pour l'essai Proctor à savon.

- Le matériau est séché à l'étuve à une température maximale de 60°C.
- Tamisage du matériau avec un tamis de 20 mm
- Les mottes de terre sont écrasées en veillant à ne pas briser les graviers.
- On réalise 3 moulages à 3 énergies de compactage différentes, nécessitant au moins 3x5, 5 kg de matériau écrêté à 20 mm

➢ **Compactage et imbibition :**

- Préparation du moule en veillant à ce qu'il soit propre et en bon état. On pèse le tout avec une précision de 5 g, puis on place le disque d'espacement.
- Ensuite, on introduit le matériau selon le processus de l'essai Proctor modifié en 5 couches successives d'épaisseur égale, compactées avec la même dame Proctor modifiée et selon les énergies de compactage différentes, généralement 10, 25 et 55 coups par couche. L'objectif est d'obtenir 3 moulages présentant des compacités nettement différentes (environ 90%, 95% et 100% de la densité sèche maximale du Proctor modifié, respectivement).
- Une fois le compactage terminé, la hauteur de la dernière couche doit dépasser le moule d'environ 1 cm. On arase soigneusement, puis on retire le fond que l'on fixe sur la face supérieure du moule après avoir placé un papier filtre à la surface de l'échantillon. Ensuite, on retourne le moule, on retire le disque d'espacement, et après avoir également placé un papier filtre sur cette face, on pèse avec une précision de 5 g.
- Si le sol doit être testé sans imbibition, on procède immédiatement au poinçonnement. Sinon, on place le disque perforé de gonflement à la surface de l'échantillon, puis on dispose une charge annulaire sur le disque. Le moule ainsi chargé est placé dans un bac rempli d'eau de manière à ce que l'eau arrive librement par-dessous et par-dessus l'échantillon.

- On place le trépied porte comparateur en veillant à ce que les pieds portent bien sur les bords du moule. On fixe le comparateur au trépied et on règle la hauteur de la tige du plateau de gonflement de sorte que le palpeur du comparateur repose sur le disque perforé de gonflement.

La Figure II. 13 représente un moule compacter et un moule déjà imbiber avec un comparateur au déçu pour mesure le gonflement après 4 jours défavorable.



Figure II. 13: moule compacté et moule imbibé

➢ **Poinçonnement :**

- Le moule est placé sur le plateau de la presse et centré de telle façon que le piston de poinçonnement soit bien dans le prolongement de l'axe du moule ;
- La tête du piston est amenée en contact avec la surface de l'échantillon en faisant monter le plateau de la presse. On remet alors les surcharges annulaires. La mise en place du piston de poinçonnement est achevée en manœuvrant lentement le volant de la presse jusqu'au moment où l'aiguille du comparateur de l'anneau dynamométrique commence à bouger. A ce moment le piston est bien en contact avec la surface de l'échantillon ;
- On fixe alors un comparateur au 1/100 de millimètre derrière le cadran de l'indicateur, de cadence-comparateur qui coulisse le long d'une tige verticale solidaire du bâti de la presse est fixé de telle sorte que la pointe du palpeur du comparateur vienne reposer sur le bord du moule. Le comparateur est amené à zéro, puis l'indicateur de la cadence mis en marche ;

- L'opérateur se met alors au volant de la presse et commence le poinçonnement au moment où le rayon repère de l'indicateur de cadence viennent se superposer à l'aiguille du comparateur, il manœuvre lentement de façon à maintenir en coïncidence l'aiguille du comparateur et le rayon repère. En procédant de cette façon le poinçonnement s'effectue avec la vitesse constante normalisée (soit 1,27mm/minute) ;
- Au cours de l'essai on note les pressions lues sur l'anneau dynamométrique qui correspondent aux enfoncements suivants : 0,2 — 0,4 — 0,6 — 0,8 — l- 1,5 —2 — 2,5 — 3 _3,5 — 4 — 4,5 — 5 — 6 — 7 — 8 — 9 et 10 mm. On arrête alors l'essai quand on atteint ce dernier enfoncement ;
- Pour les calculs on s'intéresse aux valeurs des pressions trouvées aux enfoncements de 2,5 et 5 mm qu'on divise par 1000 et ensuite on lit sur l'abaque les forces correspondantes.

➢ **Expression de calcul**

L'indice CBR est calculé par :

$$CBR_{2,5} = \frac{Force\ appliquée\ 2,5}{13,6} * 100 \qquad \textbf{II.12}$$

$$CBR_{5} = \frac{Force\ appliquée\ 5}{20,3} * 100 \qquad \textbf{II.13}$$

Ainsi donc, l'indice recherché correspond à la plus grande de ces deux valeurs [20].

Avec :

- Force appliquée 2,5 : la force (en KN) à 2,5mm d'enfoncement ;
- Force appliquée 5 : la force (en KN) à 5mm d'enfoncement ;
- 13,6 : forces (en KN) à 2,5mm d'enfoncement pour le matériau de référence ;
- 20,3 : forces (en KN) à 5mm d'enfoncement pour le matériau de référence.

II.5. MODE OPERATOIRE POUR LA STABILISATION

Lors de la stabilisation on reprend les mêmes modes opératoire pour l'essai de limite d'Atterberg, Proctor et CBR en ajoutant diffèrent dosage des ciments soit 5 % ; 7 ,5% ; 10% dans chaque échantillon sauf pour l'essai de l'analyse granulométrique enfin de pouvoir apprécier l'évolution des résultants de la stabilisation obtenu par le ciment. La figure II.13 si dessous montre les différentes étapes de la préparation des échantillons pour les essais de la limite d'Atterberg à prendre en compte lors de la stabilisation.



Formule II 13 : Mélange sol ciment pour la stabilisation les essais de la limite d'Atterberg

NB : il est à noter que l'essai CBR s'effectue après 24 heures du mélange sol ciment en le mettant dans un emballage sache pour n'est pas laisser l'eau s'évaporer.

La figure II.14 montre comment protéger les échantillons contre l'évaporation de l'eau durant 24 heures.



Formule II 14 : Protection des échantillons déjà Préparé pour l'essai CBR.

II.6. CONCLUSION PARTIELLE

Ce deuxième chapitre a présenté le milieu d'étude ainsi que les matériels et méthodes utilisés au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques géotechniques du sol de la carrière de Nyamubigwa à BWEREMANA.

Chaque essai est exécuté selon une norme ; l'analyse granulométrique a été effectué par voie humide suivant la norme NF P 94-056 en vue de connaître la distribution granulométrique des sols ; L'essai au pycnomètre nous a permis de connaître le poids spécifique des grains solides ; L'essai des limites d'Atterberg nous a permis de connaître l'état de consistance du sol de Nyamubigwa pour la classification de ces sols selon la norme GTR et LCPC; L'essai Proctor modifié nous a permis de déterminer la teneur en eau optimale ainsi que la densité sèche maximale suivant la norme NF P 94-093 et enfin l'essai CBR nous a permis de déterminer l'indice CBR suivant la norme NF P 94-078.

Le chapitre suivant aura comme objectif de présenter et d'interpréter les résultats obtenus des différents essais effectués au laboratoire sur le sol de Nyamubigwa avant sa stabilisation et après sa stabilisation par le ciment.

CHAPITRE TROISIEME : PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

III.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente les résultats obtenus pour les différents essais effectués au laboratoire et leur interprétation sur le sol de NYAMUBINGWA à l'état naturel ainsi qu'à l'état stabilisé par la chaux et le ciment.

III.2. CARACTERISTIQUES DU SOL DE BUGANGA A L'ETAT NATUREL

III.2.1. Détermination des paramètres d'état

Les paramètres d'état du sol de NYAMUBINGWA sont présentés dans le Tableau III.1.

Tableau III.1:Valeurs obtenues sur les différents paramètres d'état du sol de NYAMUBINGWA

Paramètres	Unités	Valeurs NY1	Valeurs NY2	Valeurs NY3	Valeurs Moyenne
Teneur en eau naturelle	%	12	8.2	8.4	9,53
Masse volumique apparente (ρp)	g/cm3	1.24	1.20	1.29	1,24
Masse volumique sèche (ρd)	g/cm3	0.095	0.13	0.14	0,12
Masse volumique des grains solides (ρS)	g/cm3	2.5	2.27	2.35	2,37
Indice des vides (e)	-	25.31	16.46	15.78	19,18
Porosité (n)	%	0.96	0.94	0.94	0,94
Degré de saturation (Sr)	%	1.18	1.13	1.25	1,18

D'après le tableau III.1 la teneur en eau naturelle du sol de Nyamubigwa sont respectivement 12% pour NY1, 8.2% pour NY2 et 8.4% pour NY3 ; les masses volumiques apparentes sont : 1.24 g/cm^3 pour NY1, 1.20 g/cm^3 pour NY2 et 1.29 pour NY3; les masses volumiques sèches sont : 0.095 g/cm^3 pour NY1, 0.13 g/cm^3 pour NY2 et 0.14g/cm^3 pour NY3, les masses volumiques des grains solides sont respectivement et 2,5, g/cm^3 pour NY1, 2.27 g/cm^3 pour NY2 et 2.35 g/cm^3 pour

NY3. S'agissant de l'indice des vides, la porosité et le degré de saturation, leurs valeurs ont était trouvées grâce à la formule II.5, II.6 et II.7.

III.2.2. Composition granulométrique

La composition granulométrique des sols de Nyamubigwa sont présentées sur la Figure III. 1, Figure III. 2 et la Figure III. 3 dont les valeurs trouvées sont représentées dans le tableau en annexe l, en annexe 2 et en annexe 3.

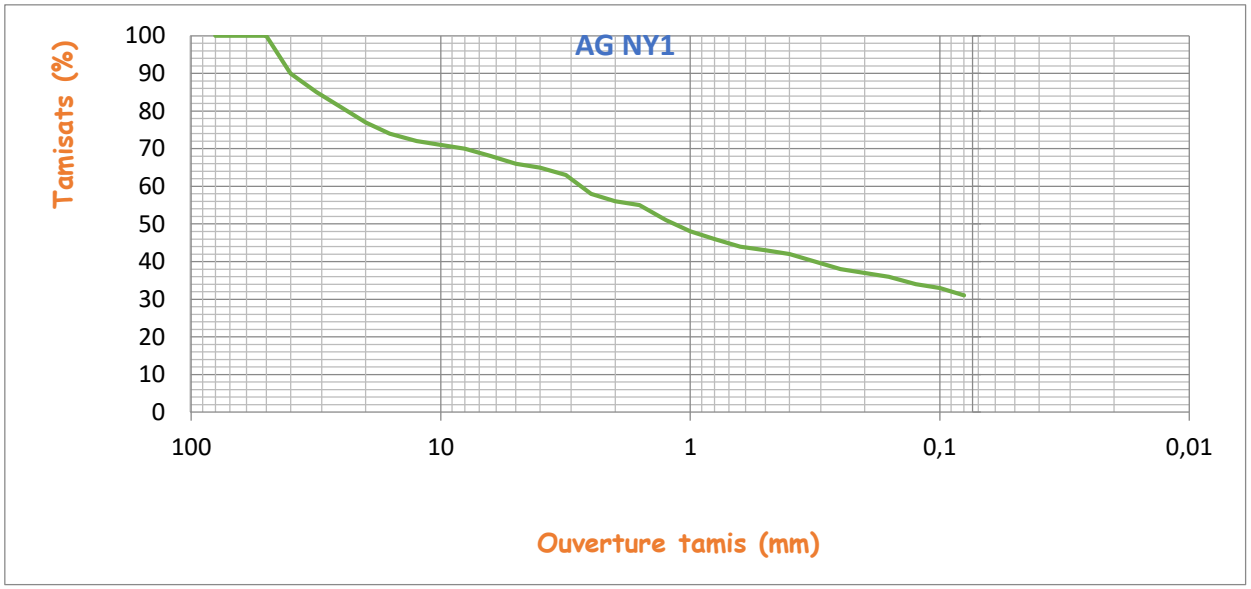


Figure III. 1: Composition granulométrique de l'échantillon NY1.

Cette courbe obtenue montre que le pourcentage des fines est de 31% c'est-à-dire les particules passant au tamis de 0,080mm.

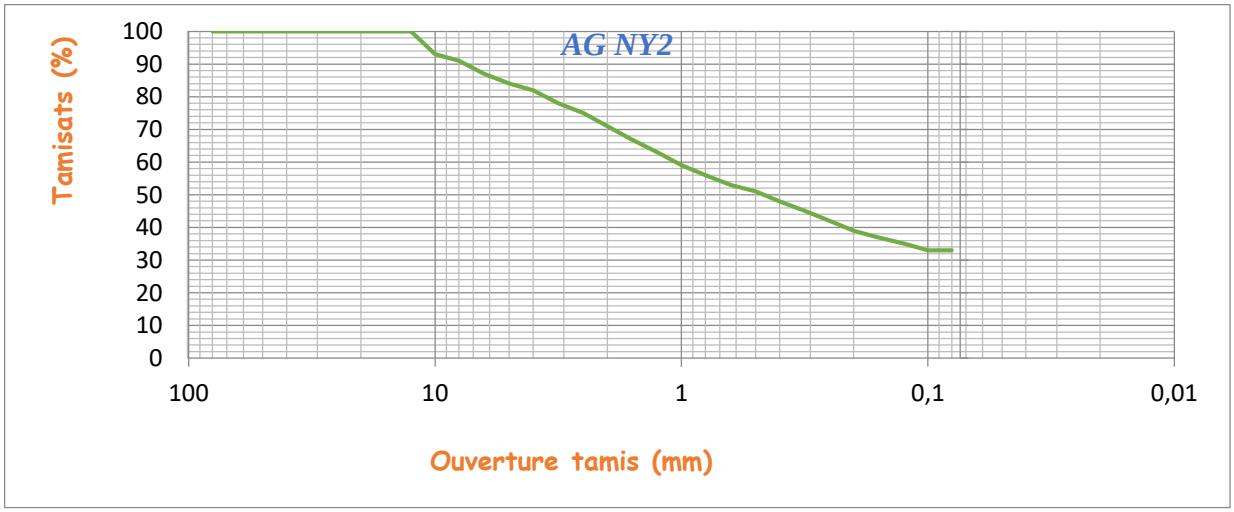


Figure III. 2: Composition granulométrique de l'échantillon NY2

Cette courbe obtenue montre que le pourcentage des fines est de 33% c'est-à-dire les particules passant au tamis de 0,080mm.

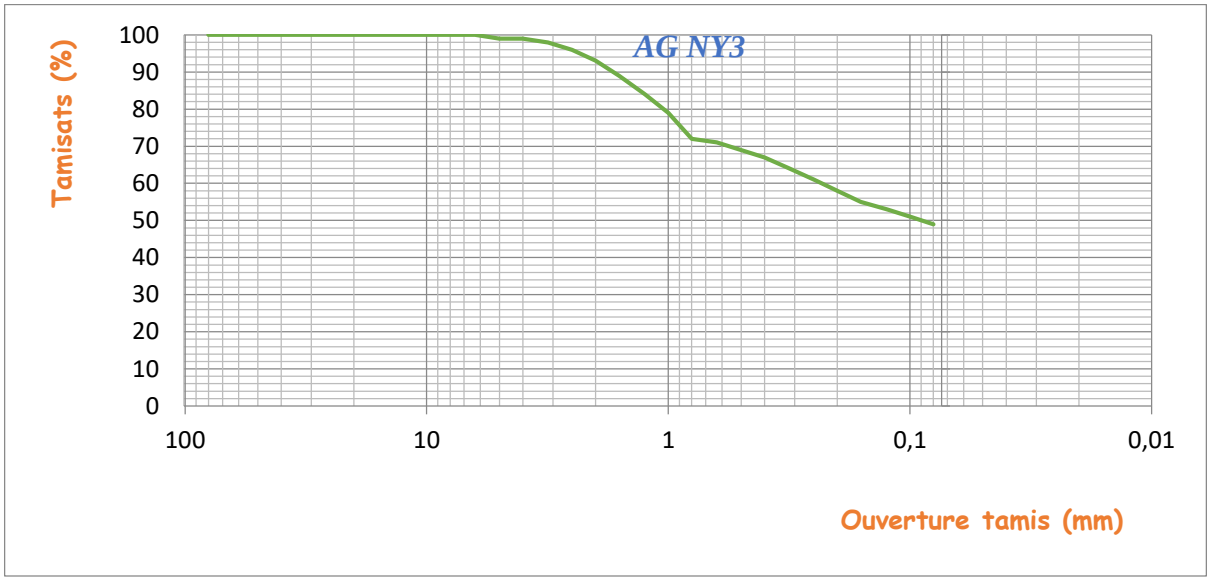


Figure III. 3: Composition granulométrique de l'échantillon NY2.

Cette courbe obtenue montre que le pourcentage des fines est de 48.7% c'est-à-dire les particules passant au tamis de 0,080mm.

La valeur moyenne entre les trois essais des analyses Granulométrique (31% pour NY1, 33% pour NY2 et 48.7% pour NY3) est de 37,56 %. Ainsi donc les sols de Nyamubigwa appartiennent à la classe A des sols fins.

III.2.3. Limites d'Atterberg.

Les tableaux en annexe 4, 5 et 6 présentent les limites d'Atterberg du sol de Nyamubigwa à l'état naturel.

Les limites de plasticité moyennes obtenues pour les deux essais effectués sont respectivement de 10,8 % pour NY1 ; 9,6 % pour NY2 et 14,2 % pour NY3. Les limites de liquidité trouvées à partir des graphiques aux Figure III. ***4***, Figure III. ***5***, Figure III. ***6*** sont de 29,7 % pour NY1 ; 29,3% pour NY2 et de 27,8% pour NY3.

De par les valeurs des limites de liquidité et des limites de plasticité nous trouvons que les indices de plasticité sont de 18,9 % pour NY1 ; 13,5 % pour NY2 et de 13, 2 % pour NY3.

Départ Les résultats sur chaque échantillon nous pouvons en déduire la valeur IP moyenne est de 15 %.

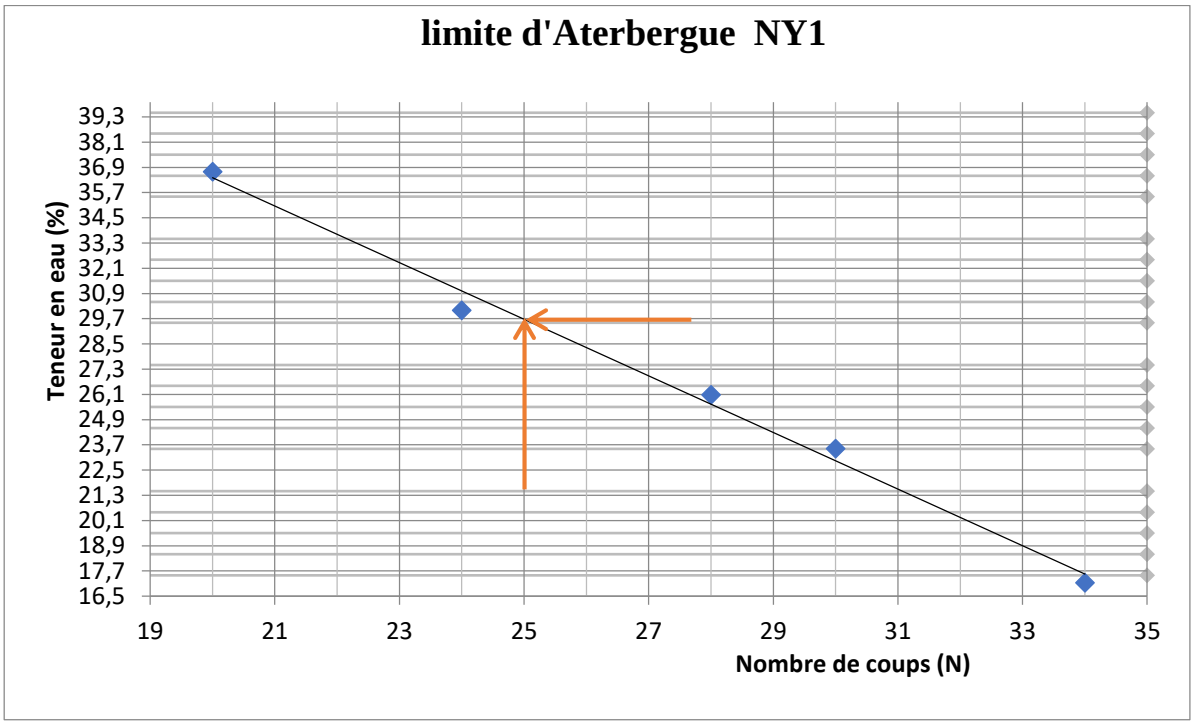


Figure III. 4: Limite de liquidité NY1 à l'état naturel

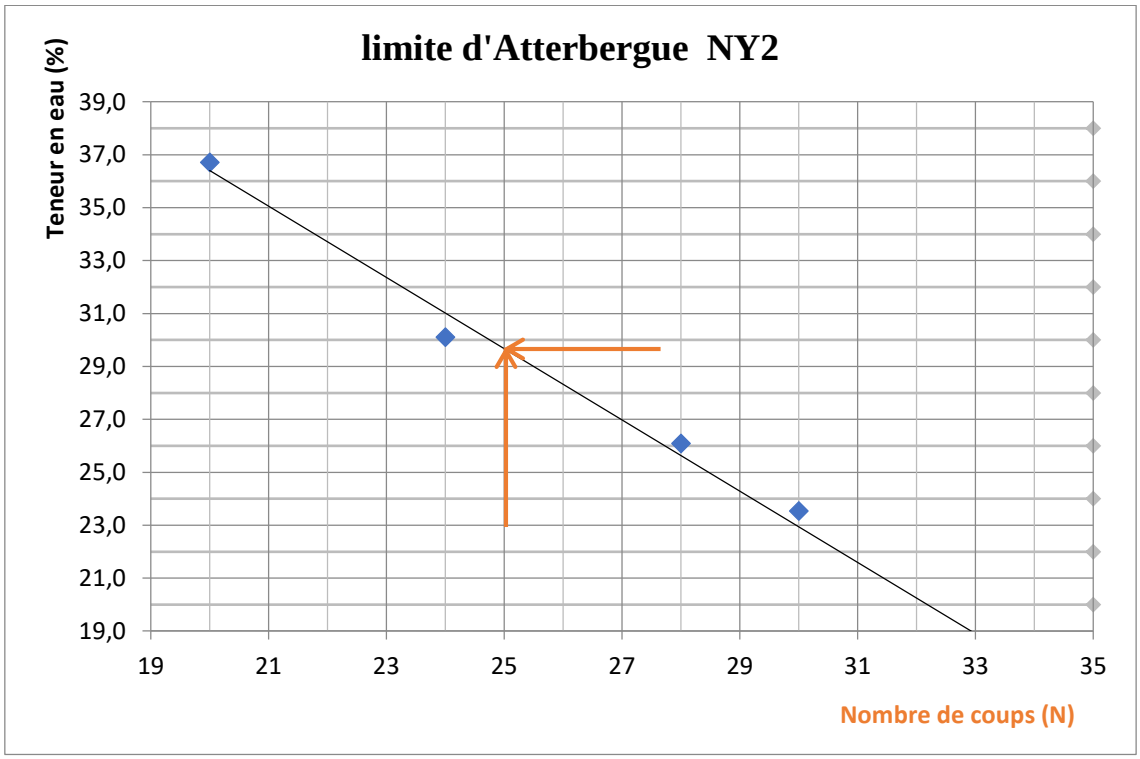


Figure III. 5: Limite de liquidité NY2 à l'état naturel

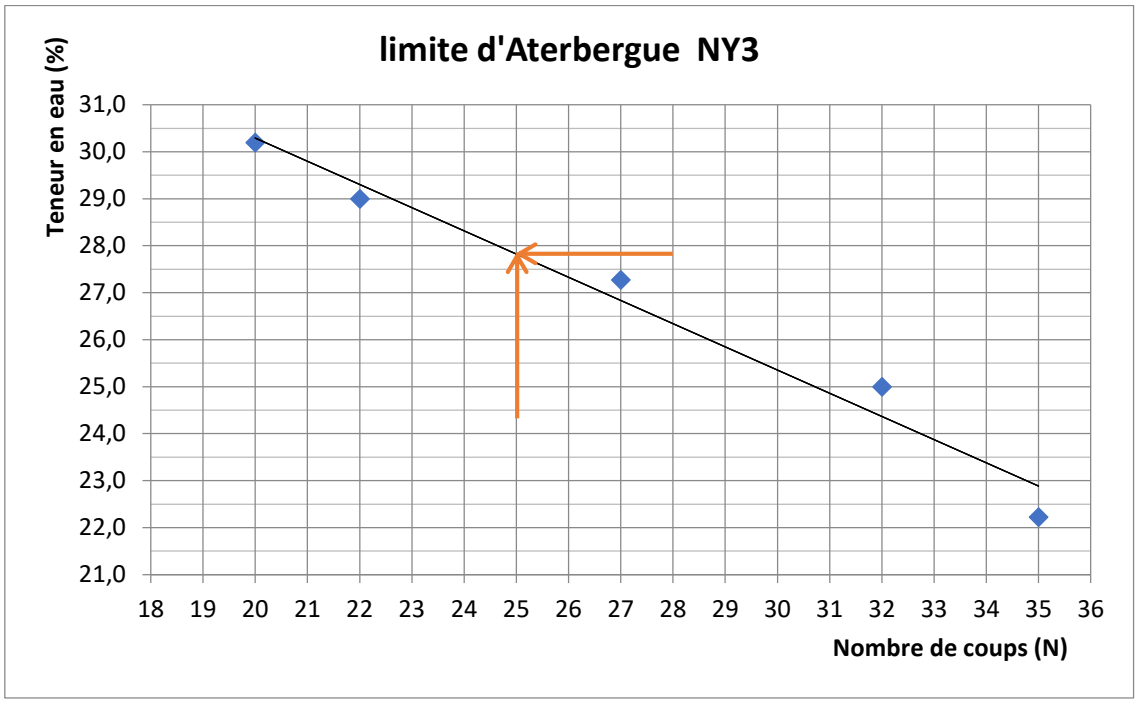


Figure III. 6: Limite de liquidité NY3 à l'état naturel

III.2.4. C1assification du sol de BWEREMANA

Tout en partant des résultats des analyses granulométriques et les limites d'Atterberg, il advient que le sol de Nyamubigwa appartient à la classe des sols fins, du type Argile Sableuse suivant l'Indice de plasticité moyenne qui est de 15 % avec un potentiel de gonflement Moyen selon la classification GTR et LCPC représenter sur les Tableau I. 4 et Tableau I. 5.

111.2.5. Proctor modifié du sol de NYAMUBIGWA à BWEREMANA

Les Figure III. ***7***, Figure III. ***8*** et Figure ***III. 9*** présentent la courbe Proctor du sol de BWEREMANA à l'état naturel.

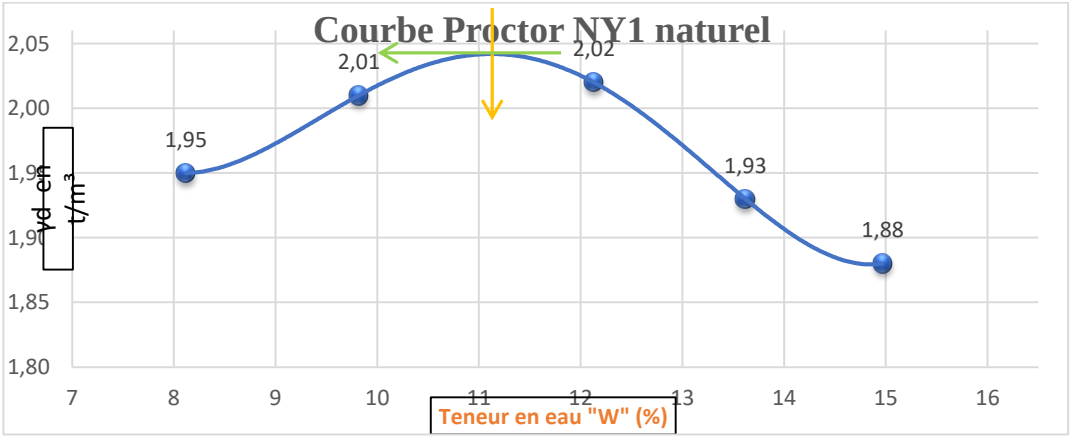


Figure III. 7: Courbe Proctor NY1 naturel

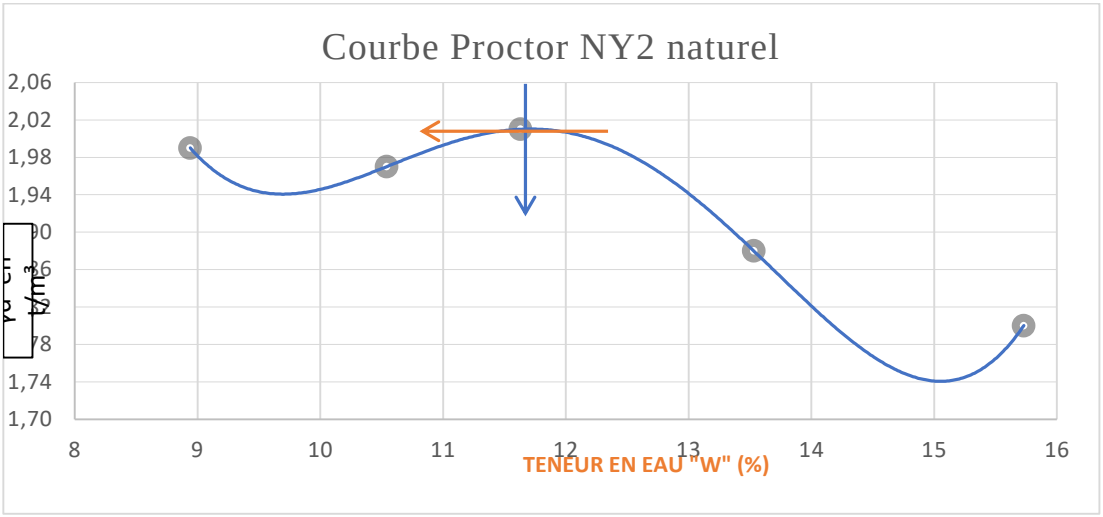


Figure III. 8: Courbe Proctor NY2 naturel

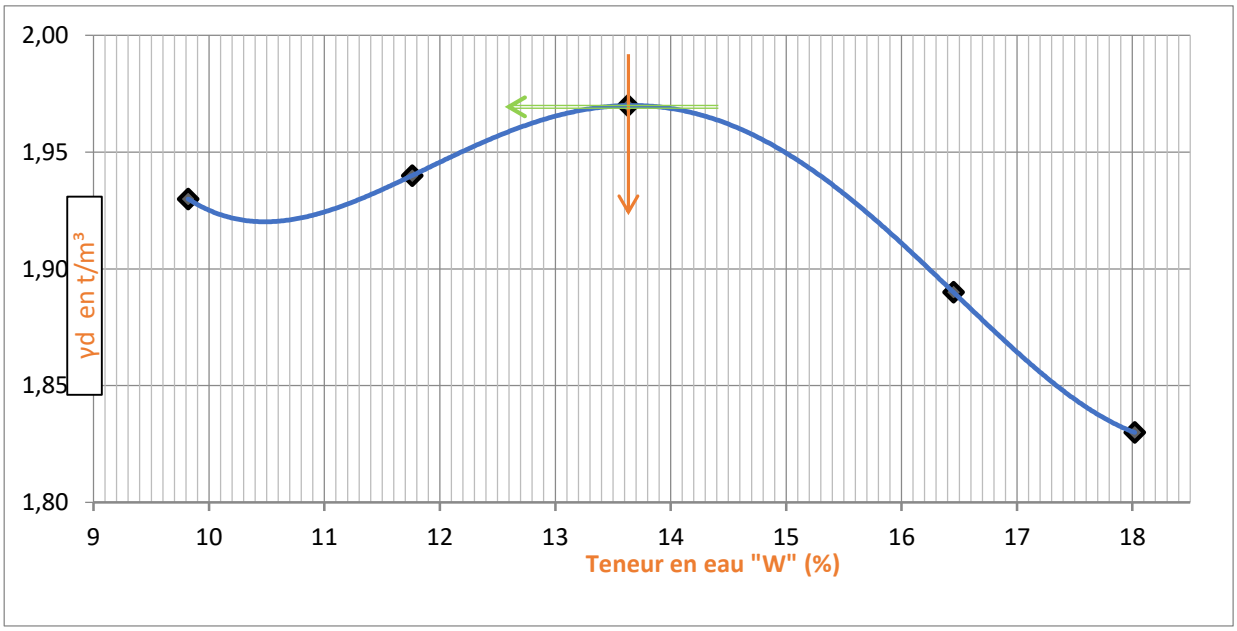


Figure III. 9: Courbe Proctor NY3 naturel

Ces 3 figures montrent que les densités sèches maximales des sols de NYAMUBIGWA sont respectivement de 2.04 t/m3 pour NY1 ; 2 t/m3 pour NY2 et 1.7 t/m3 pour NY3 avec des teneurs en eau maximales de 11.2 % pour NY1 ; 11.6% pour NY2 et de 13.6 % pour NY3.

111.2.6. Portance du sol de BWEREMANA

La portance du sol a été déterminée par l'essai CBR après quatre jours d'immersion afin d'évaluer la portance du sol compacté soumis à des variations de régime hydrique. Les résultats de l'essai CBR sont présentés dans les Tableau III. 2, Tableau III. ***3*** et Tableau III. ***4***.

Tableau III. 2: L'indice de Portance du sol NY1.

Nombres des coups	Enfoncement	Effort de pénétration	CBR après immersion
25	CBR2, 5	$\frac{0,43}{13,6} \times 100$	3,16%
	CBR 5	$\frac{0,43}{20,3} \times 100$	2,21%

Tableau III. 3: L'indice de Portance du sol NY2.

Nombres des coups	Enfoncement	Effort de pénétration	CBR après immersion
25	CBR 2,5	$\frac{0,43}{13,6} \times 100$	3,16%
	CBR 5	$\frac{1,09}{20,3} \times 100$	5,36%

Tableau III. 4: L'indice de Portance du sol NY3.

Nombres des coups	Enfoncement	Effort de pénétration	CBR après immersion
25	CBR 2, 5	$\frac{0,43}{13,6} \times 100$	3,16%
	CBR 5	$\frac{0,43}{20,3} \times 100$	2,21%

De ces 3 tableaux nous trouvons l'indice CBR élevé après 4jours d'immersion (pour celui de 25 coups) étant pour 5mm d'enfoncement est égal à 3,16% pour le sol de NY1 à 5,36 % pour celui NY2 et à 3,16% pour celui de NY3 d'où valeur moyenne du CBR égal 3,89% à état naturel,

D'après le tableau en annexe 30, ayant trouvé un CBR compris entre 3% et 6% nous pouvons dire que les sols de NYAMUBIGWA appartient à la classe de portance S1 correspondant à la portance faible. De même pour le tableau "USE OF MATERIALS ACCORDING TO THEIR CBR (DEGN, 1987) " en annexe montre que le CBR de NYAMUBIGWA est dans l'intervalle 0<CBR<5 dans S1, il est non adapté à la construction routière.

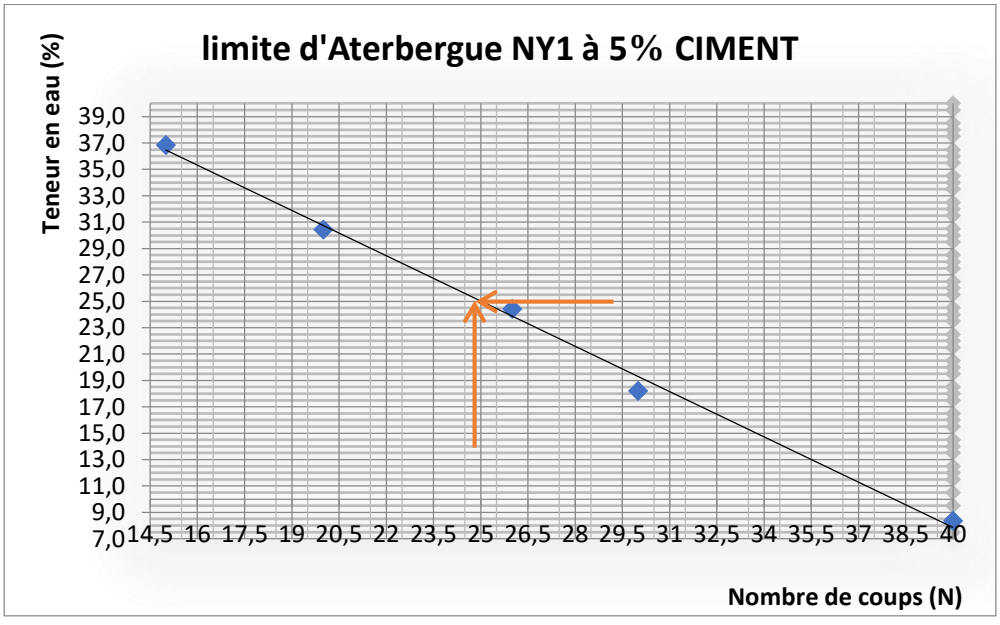
III.3. CARACTÉRISTIQUES DU SOL DE BWEREMANA APRÈS STABILISATION AU CIMENT

III.3.1. Evolution des limites d'Atterberg de sol de BWEREMANA en fonction de la teneur en ciment

Les limites de liquidité et de plasticité ont été déterminées sur différents pourcentages de ciment.

III.3.1.1. Limites d'Atterberg de NYAMUBIGWA 1 à 5% Ciment

Le tableau en annexe 7 représente les limites d'Atterberg du sol de NYAMUBIGWA 1 à 5% de ciment. La limite de plasticité moyenne obtenue pour les deux essais effectués est égale à 11,3% et la limite de liquidité trouvée à partir du graphique de la Figure III. 10 ci-dessous est de 25,0%. De par les valeurs de la limite de liquidité et de la limite de plasticité nous trouvons que l'indice de plasticité du sol de NYAMUBIGWA 1 à 5% de ciment est de 14,3%



III.3.1.2. Limites d'Atterberg de NYAMUBIGWA 1 à 7,5% Ciment

Le tableau en annexe 8 représente les Limites d'Atterberg du sol de NYAMUBIGWA 1 à 7,5% de ciment.

La limite de plasticité moyenne obtenue pour les deux essais effectués est égale à 13,2% et la limite de liquidité trouvée à partir du graphique de la Figure III. 11 est de 23,4%. De par les valeurs de la limite de liquidité et de la limite de plasticité nous trouvons que l'indice de plasticité du sol de NYAMUBIGWA 1 à 7,5% de ciment est de 10,2%.

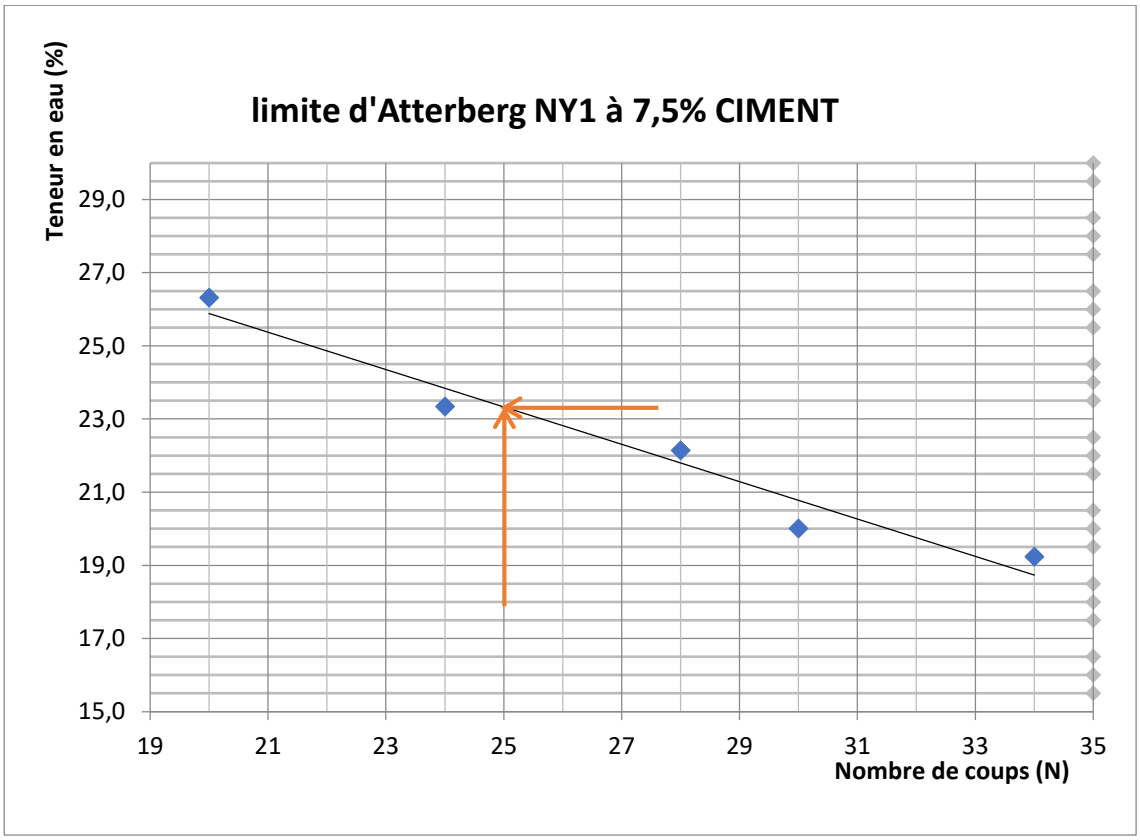


Figure III. 11: Limite de liquidité du sol de NYAMUBIGWA 1 à 7,5 % de Ciment

Les valeurs des limites d'Atterberg ainsi que les indices de plasticité de NY1 sont regroupées dans le Tableau III. 5 .

Tableau III. 5: Limites d'Atterberg du sol de NYAMUBIGWA 1 en fonction du pourcentage en ciment

Teneur en ciment	0 %	5 %	7,5 %
WL (%)	29,7	25	23,4
WP (%)	10,8	11,3	13,2
IP (%)	18,9	11, 3	10,2

En observant les résultants du tableau III.5, il est notable que la limite de liquidité ainsi que l'indice de plasticité du sol de NY1 diminuent avec l'augmentation de la teneur en ciment. En revanche, la limite de plasticité augmente en fonction de l'ajout de ciment.

Nous avons ainsi vérifié pour les cas de NY2 et NY3 pour voire l'évolution du comportement de sol de BWEREMANA en ce qui concernent l'indice de plasticité pour en tirer notre conclusion.

III.3.1.4. Limites d'Atterberg de NY2 à 5% Ciment

Le tableau en annexe 10 représente la limite d'Atterberg du sol de NY2 à 5% de ciment.

La limite de plasticité moyenne obtenue pour les deux essais effectués est égale à 9,7% et la limite de liquidité trouvée à partir du graphique de la Figure III. 12 ci-dessous est de 28,8%. De par les valeurs de la limite de liquidité et de la limite de plasticité nous trouvons que l'indice de plasticité du sol de NY2 à 5% de ciment est de 19,1%.

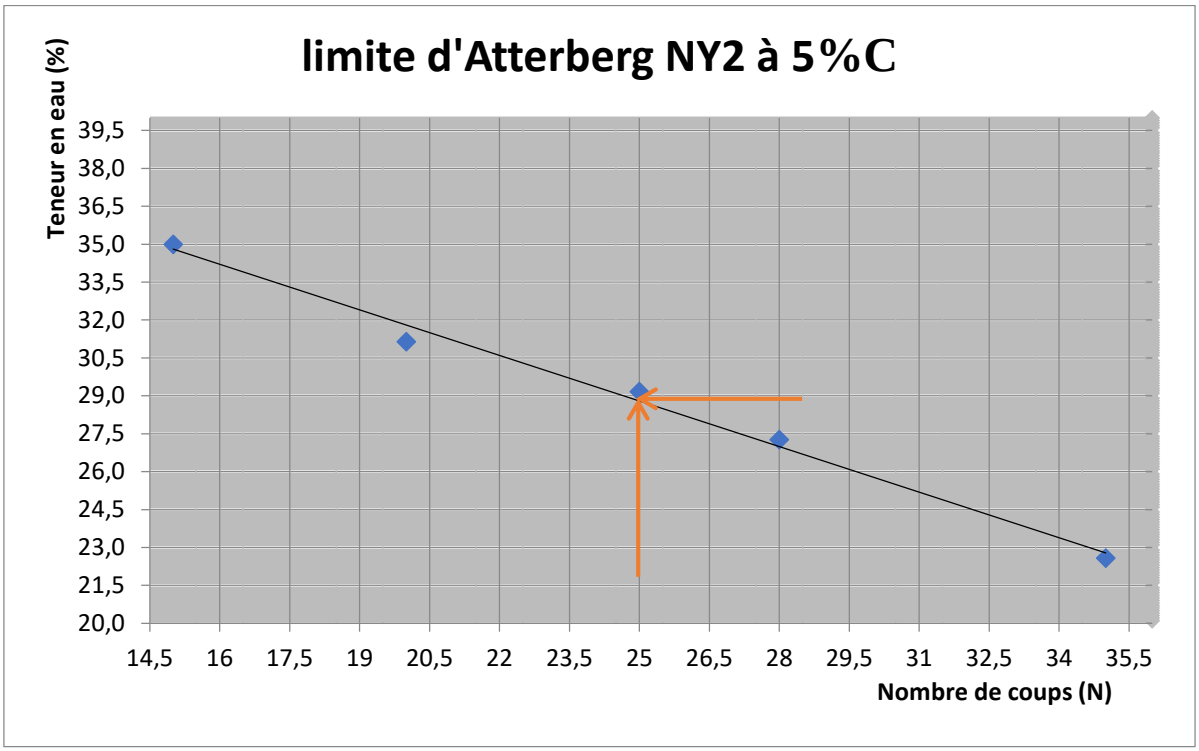


Figure III. 12: Limite de liquidité du sol de NY2 à 5% de ciment

III.3.1.5. Limites d'Atterberg de NY2 à 7,5% Ciment

Le tableau en annexe 11 représente les valeurs de la limite d'Atterberg pour l'échantillon NY2 stabiliser à 7,5% de ciment.

La limite de plasticité moyenne obtenue pour les deux essais effectués est égale à 11,8% et la limite de liquidité trouvée à partir de la Figure III. 13 est de 26,2%.

De par les valeurs de la limite de liquidité et de la limite de plasticité la différence trouvée est de 14,4% qui est l'indice de plasticité de l'échantillon NY2 à 7,5% de ciment.

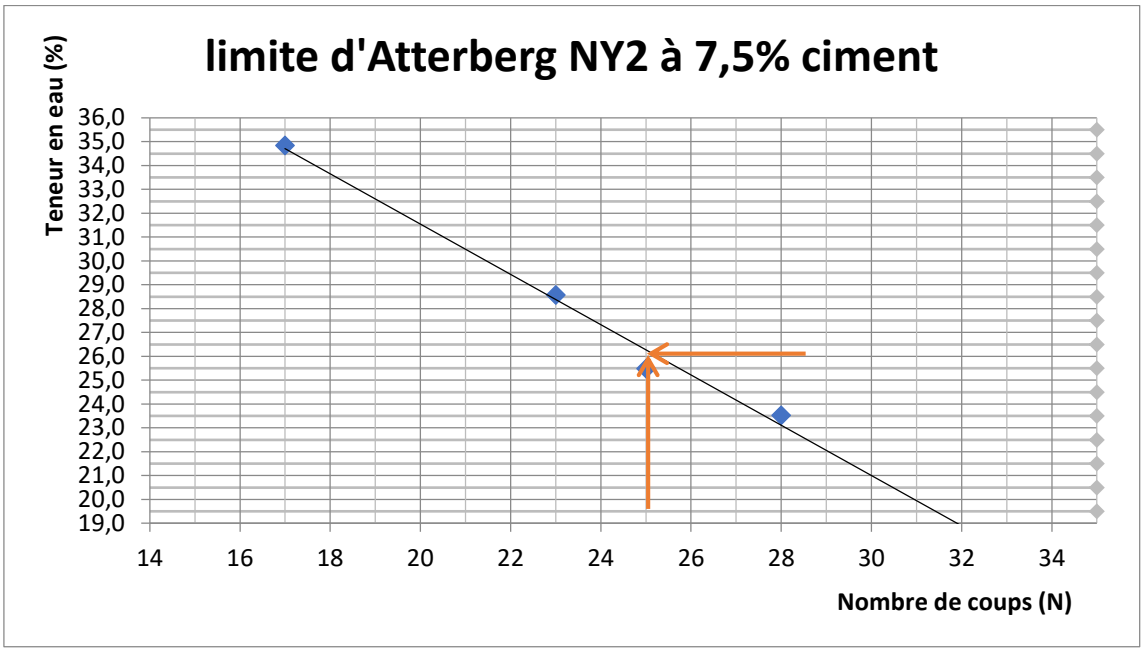


Figure III. 13: Limite de liquidité du sol de NYAMUBIGWA 2 à 7.5 % de Ciment

le Tableau III. 6 .

Tableau III. 6: Limites d'Atterberg du sol de NYAMUBIGWA 2 en fonction du pourcentage en ciment

Teneur en ciment	**0%**	**5 %**	**7,5 %**
WL (%)	29,3	28 ,8	26,2
WP (%)	9,6	9,7	11,8
IP (%)	19,7	19,1	14,4

Au vu de ce tableau, on remarque que la limite de liquidité ainsi que l'indice de plasticité du sol de NYAMUBIGWA2 diminuent en fonction de l'ajout en teneur en ciment. Quant à la limite de plasticité, elle augmente en fonction de l'ajout en teneur en ciment.

III.3.1.7. Limites d'Atterberg de NYAMUBIGWA 3 à 5% Ciment

Le tableau en annexe 13 présente les limites d'Atterberg du sol de NYAMUBIGWA 3 à 5% de ciment.

La limite de plasticité moyenne obtenue pour les deux essais effectués est égale à 15,2% et la limite de liquidité trouvée à partir de la Figure III. 14 ci-dessous est de 27,5%. De par les valeurs de la limite de liquidité et de la limite de plasticité la différence trouvée est de 12,3%.qui est l'indice de plasticité de l'échantillon NY3 à 5% de ciment.

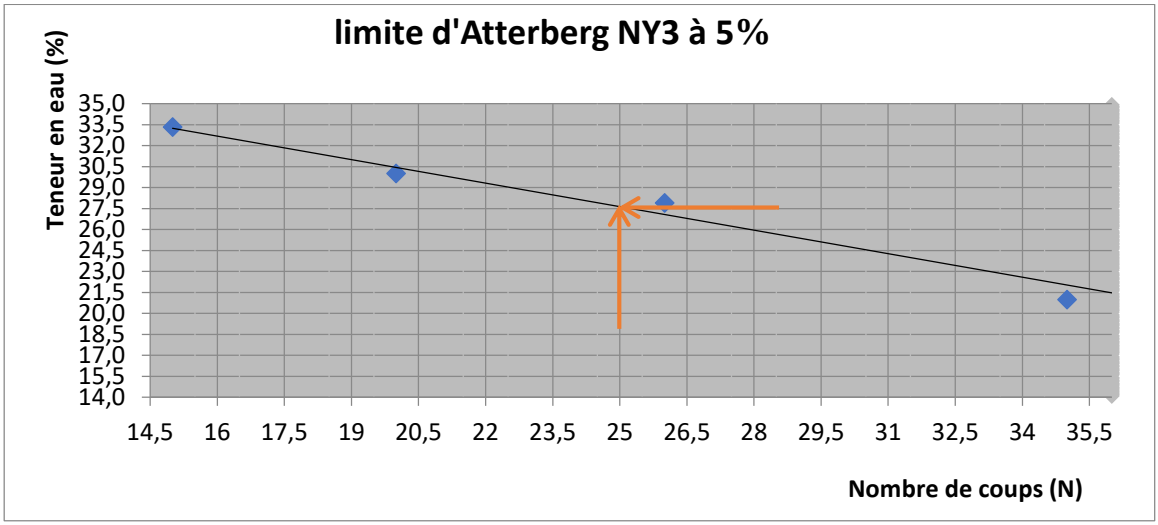


Figure III. 14: Limite de liquidité du sol de NYAMUBIGWA 3 à 5% de ciment

III.3.1.8. Limites d'Atterberg de NY3 à 7,5% Ciment

La limite de plasticité moyenne obtenue pour les deux essais effectués est égale à 17% et la limite de liquidité trouvée à partir du graphique de la Figure III. 15 est de 25%. De par les valeurs de la limite de liquidité et de la limite de plasticité nous trouvons que l'indice de plasticité du sol de NY3 à 7,5% de ciment est de 8%.

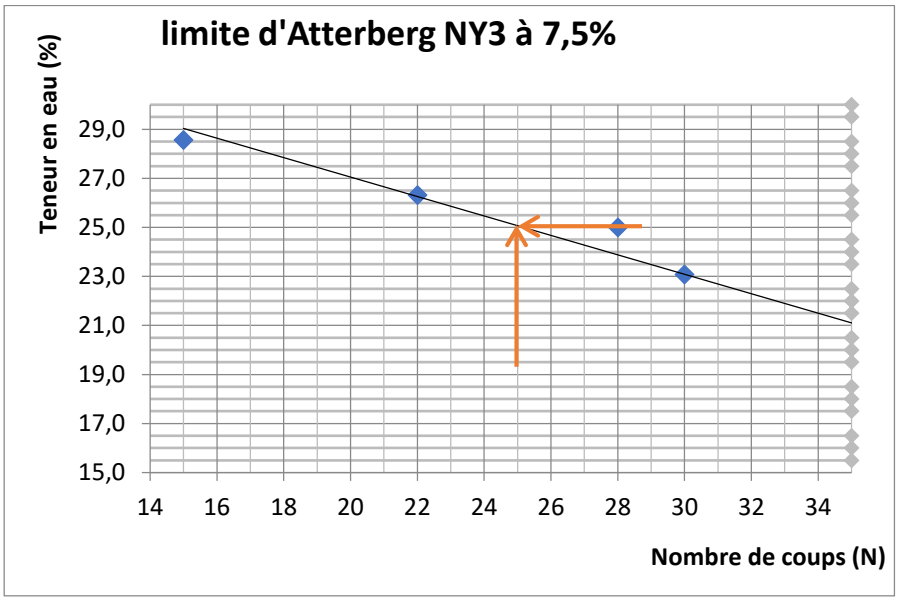


Figure III. 15: Limite de liquidité du sol de NYAMUBIGWA 3 à 7,5 % de Ciment.

Les valeurs des limites d'Atterberg ainsi que les indices de plasticité de NY3 sont regroupées dans le

Tableau III. 7.

Tableau III. 7: Limites d'Atterberg du sol de NYAMUBIGWA 3 en fonction du ciment

Teneur en ciment	**0 %**	**5 %**	**7,5 %**
Teneur en ciment	**0 %**	**5 %**	**7,5 %**
WL (%)	27,7	27,5	25
WL (%)	27,7	27,5	25
WP (%)	14,2	15,2	17
WP (%)	14,2	15,2	17
IP (%)	13,5	12, 3	8
IP (%)	13,5	12, 3	8

Au vu de ce tableau, on remarque que la limite de liquidité ainsi que l'indice de plasticité du sol de NYAMUBIGWA3 diminuent en fonction de l'ajout en teneur en ciment. Quant à la limite de plasticité, elle augmente en fonction de l'ajout en teneur en ciment.

Le Tableau III. 8 représente évolution de la limite d'Atterberg en fonction de la teneur en ciment.

Tableau III. 8 : Evolution des limites d'Atterberg de sol de BWEREMANA en fonction de la teneur en ciment

Teneur en ciment	**0%**			**5%**			**7,50%**		
N° de l'échantillon	NY1	NY2	NY3	NY1	NY2	NY3	NY1	NY2	NY3
WL (%)	29,7	29,3	27,7	25	28	27,5	23,4	26,2	25
Wlmoy	28,9			26,8			24,9		
WP (%)	10,8	9,6	14,2	11,3	9,7	15,2	13,2	11,8	17
Wpmoy	25,1			26,1			30,7		
IP (%)	18,9	19,7	13,5	11,3	19	12,3	10	14,4	8
Ipmoy	43,1			34,4			27,3		

III.3.2. Evolution de la courbe Proctor en fonction de la teneur en Ciment.

III.3.2.1. L'essai Proctor de NY1 en fonction de la teneur en ciment.

Les résultats obtenus de l'essai Proctor en fonction du dosage en Ciment de NY1 sont représentés dans le Tableau III. 9 et les courbes obtenues sont données par les Figure III. 16, Figure ***III. 17*** et III.21

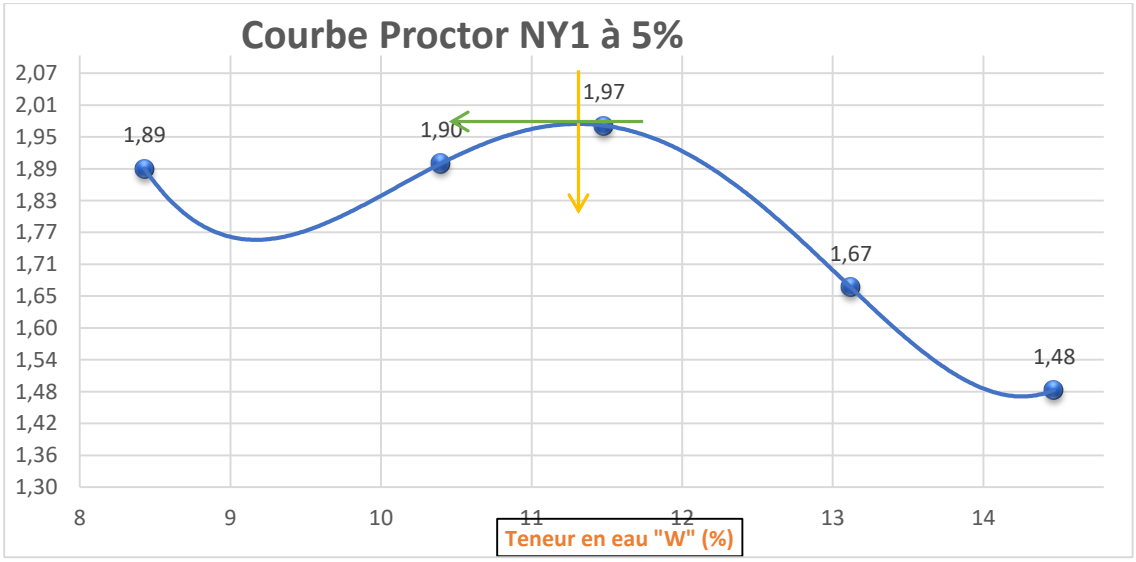


Figure III. 16: Courbe Proctor NY1 à 5% de Ciment.

La Figure III. 16 montre que la densité sèche maximale est de 1,95 t/m et la teneur en eau optimale est de 11,33 % du sol de NY1 à 5% de Ciment.

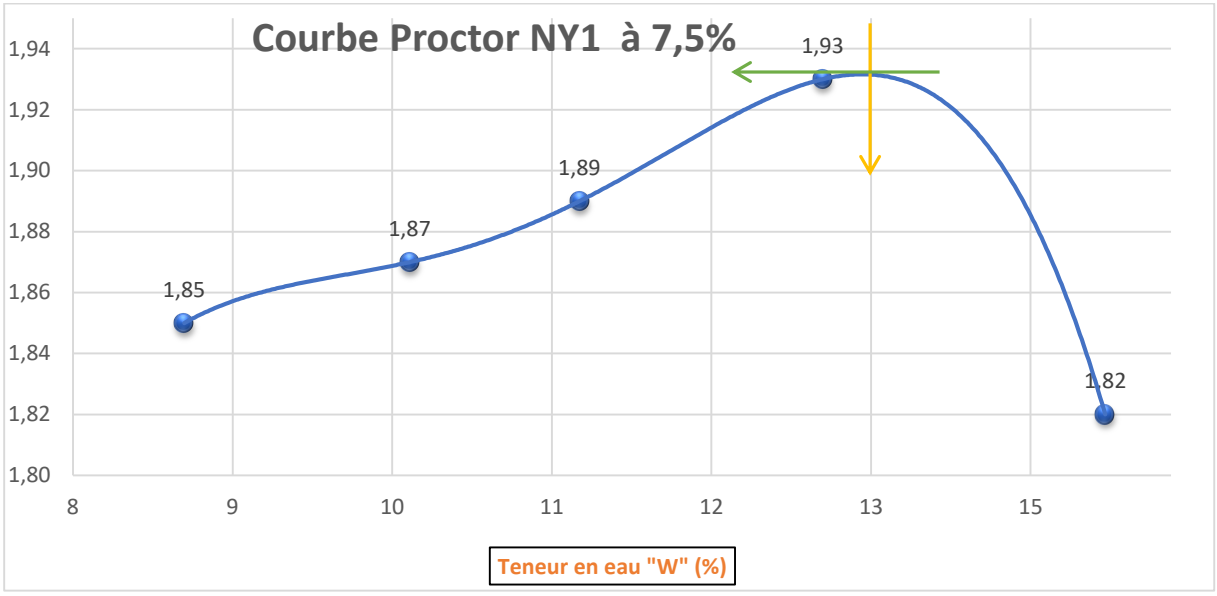


Figure III. 17: Courbe Proctor NY1 à 7,5% de Ciment

La Figure III. 17 montre que la densité sèche maximale est de 1,9 3 t/m^3 et la teneur en eau optimale est de 13,5% de NY1 à 7,5% de Ciment.

Le tableau III.9 présente la Variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau en fonction de différents dosages en Ciment.

Tableau III. 9: Variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau en fonction de différents dosages en Ciment.

Dosage en Ciment	0%	5%	7,5%
Densité sèche maximale	2.04	1,95	1,94
Teneur en eau optimale (%)	11.2	11,33	13,5

Au vu du Tableau III. 9, on remarque que l'ajout de la teneur en ciment diminue la densité sèche du sol de NY1 et augmente la teneur en eau optimale de ce dernier.

III.3.2.2. L'essai Proctor de NY2 en fonction de la teneur en ciment

Les résultats obtenus de l'essai Proctor en fonction du dosage en Ciment de NY2 sont représentés dans le Tableau III. 10 et les courbes obtenues sont données par les Figure III. 18, et Figure III. 19

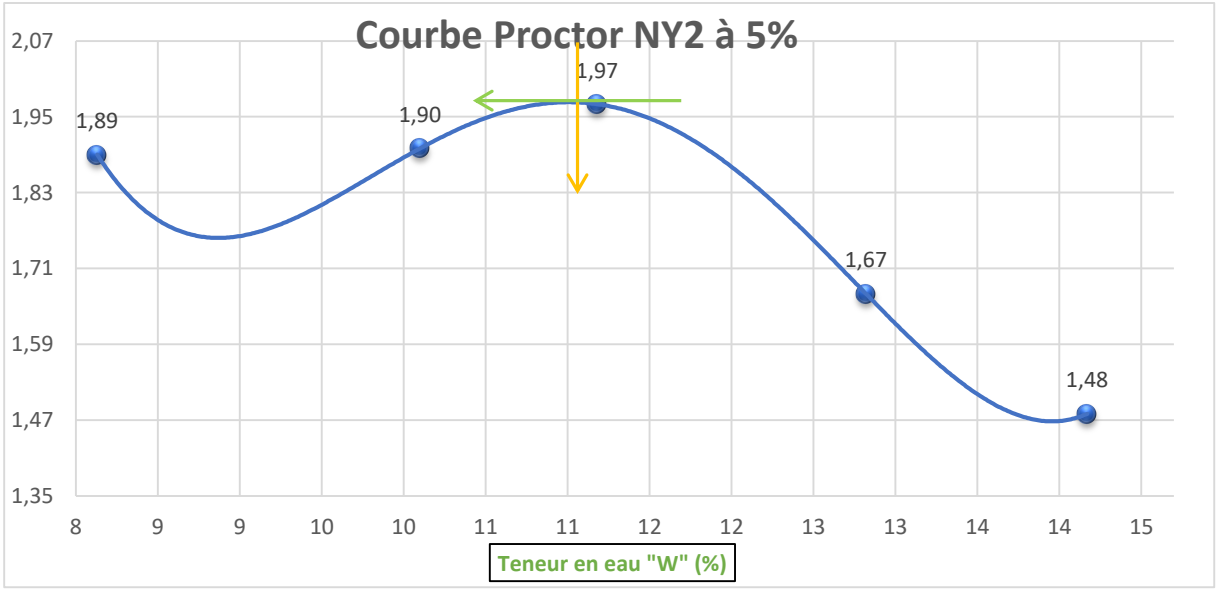


Figure III. 18: Courbe Proctor NY2 à 5% de Ciment

La Figure III. 18 montre que la densité sèche maximale est de 1,96 t/m et la teneur en eau optimale est de 11,2 % du sol de NY2 à 5% de Ciment.

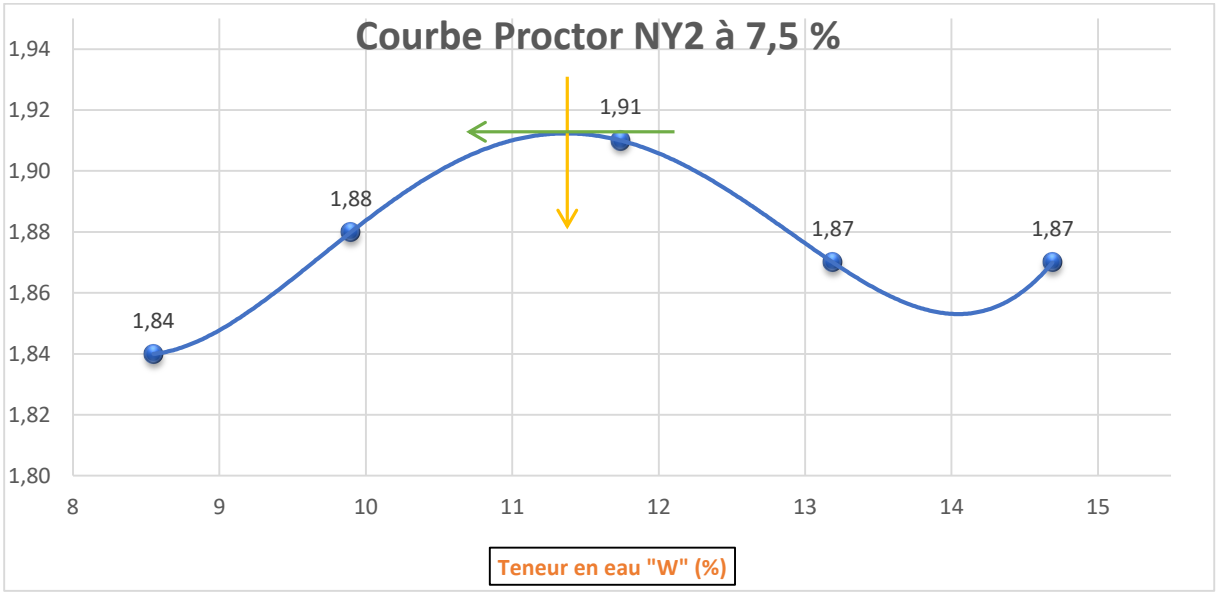


Figure III. 19: Courbe Proctor NY2 à 7,5% de Ciment

La Figure III. 19 montre que la densité sèche maximale est de 1,91 t/m^3 et la teneur en eau optimale est de 13,4% de NY2 à 7,5% de Ciment.

Tableau III. 10. Variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau en fonction de différents dosages en Ciment

Dosage en Ciment	0%	5%	7,5%
Densité sèche maximale	2	1,96	1,91
Teneur en eau optimale (%)	11.2	11,25	11,25

Au vu de ce tableau, on remarque que l'ajout de la teneur en ciment diminue la densité sèche du sol de NY2

III.3.2.3. L'essai Proctor de NY3 en fonction de la teneur en ciment

Les résultats obtenus de l'essai Proctor en fonction du dosage en Ciment de NY3 sont représentés dans le

Tableau III***. 11*** et les courbes obtenues sont données par les Figure III. 20 et Figure III. 21

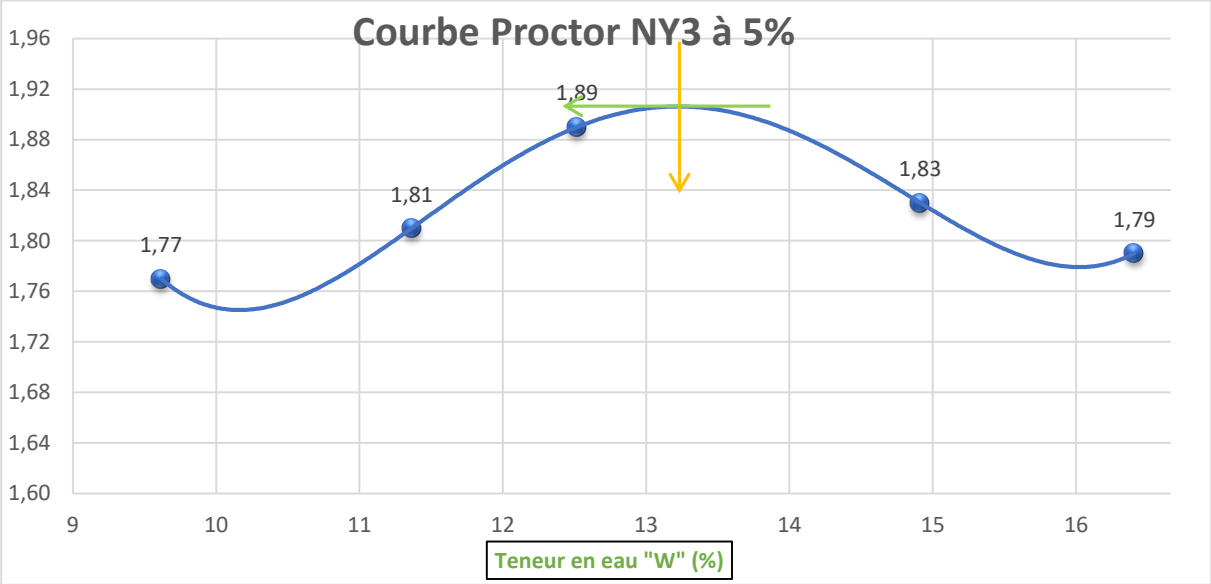


Figure III. 20: Courbe Proctor NY3 à 5% de Ciment

La Figure III. 20 montre que la densité sèche maximale est de 1,9 t/m et la teneur en eau optimale est de 13.2 % du sol de NY3 à 5% de Ciment.

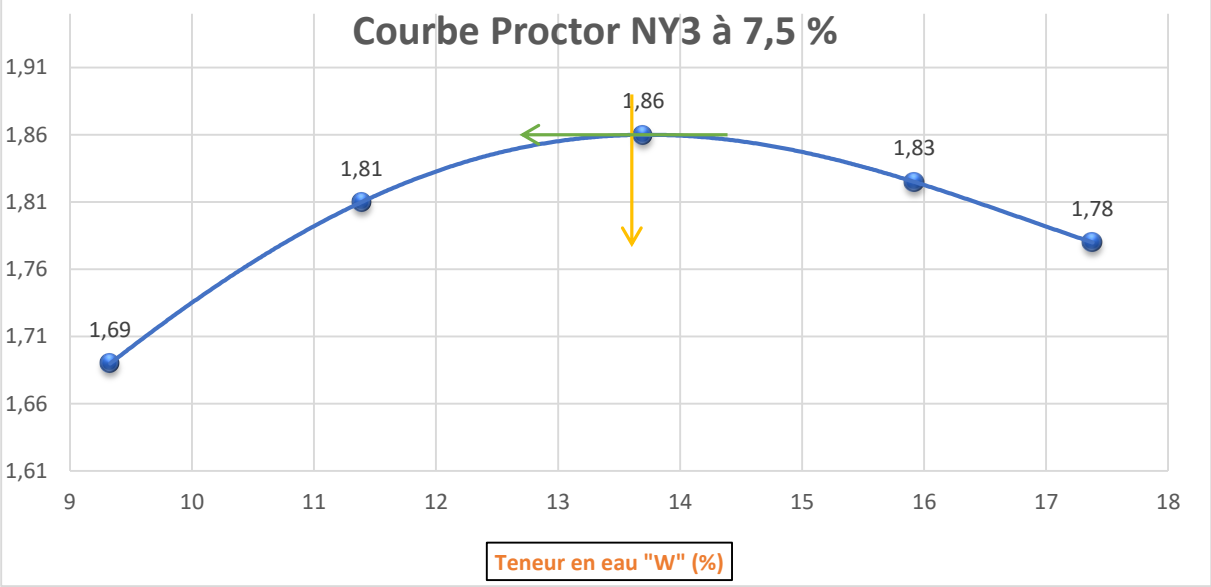


Figure III. 21: Courbe Proctor NY3 à 7,5% de Ciment

La Figure III. 21 montre que la densité sèche maximale est de 1,91 t/m^3 et la teneur en eau optimale est de 13,45% de NY3 à 7,5% de Ciment.

Tableau III. 11: Variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau en fonction de différents dosages en Ciment

Dosage en Ciment	0%	5%	7,5%
Densité sèche maximale	1,96	1,91	1,9
Teneur en eau optimale (%)	12,57	13.2	13,45

Au vu de ce tableau, on remarque que l'ajout de la teneur en ciment diminue la densité sèche du sol de NY3

Tableau III. 12: l'évolution de l'essai Proctor en fonction de la teneur en ciment.

Teneur en Ciment (%)	0%			5%			7,50%		
N° de l'échantillon	NY1	NY2	NY3	NY1	NY2	NY3	NY1	NY2	NY3
$W_{Optimale}$	11,2	11,6	12,57	11,33	11,2	13,2	13,5	11,25	13,45
$W_{Optimale}$ Moyenne	11,79			11,91			12,7		
ρ optimale	2,04	1,9	1,9	1,93	1,96	1,9	1,93	1,9	1,91
ρ optimale Moyenne	1,94			1,93			1,91		

III.3.3. Evolution de l'indice CBR en fonction de la teneur en Ciment

III.3.3.1. CBR du sol de NY1 à 5 ^{0}/0 Ciment

L'indice CBR du sol de NY1 à 5% Ciment à zéro jour est présenté dans le Tableau III. 13

Tableau III. 13: L'indice de portance immédiat du sol de NY1 à 5% de Ciment

Enfoncement	Effort de pénétration	CBR immédiat
CBR 2,5	7.83 —x 100 13,6	57.57
CBR 5	10.43 —x 100 20,3	51.41

Le CBR immédiat est la plus grande valeur entre les deux enfoncements, ce qui correspond à **57,57%.** La valeur du CBR dans les conditions défavorables est trouvée en multipliant la valeur du CBR immédiat par un coefficient qui est de 0,63.

D'où le CBR après immersion est alors de **36,26%.**

III.3.3.2. CBR du sol de NY1 à 7,5 ^{0}/0 Ciment

L'indice CBR du sol de NY1 à **7**,5**%** Ciment à zéro jour est présenté dans le Tableau III. 14

Tableau III. 14: L'indice de portance immédiat du sol de NY1 à 7,5% de Ciment

Enfoncement	Effort de pénétration	CBR immédiat
CBR 2,5	9.77 —x 100 13,6	71.9
CBR 5	14.43 x 100 20,3	71.12

Le CBR immédiat est la plus grande valeur entre les deux enfoncements, ce qui correspond à 71,9 %. La valeur du CBR dans les conditions défavorables est trouvée en multipliant la valeur du CBR immédiat par un coefficient qui est de 0,63.

D'où le CBR après immersion est alors de 45,3 %.

III.3.3.4. CBR du sol de NY2 à 5 % Ciment

L'indice CBR du sol de NY2 à 5% Ciment à zéro jour est présenté dans le Tableau III. 15

Tableau III. 15: L'indice de portance immédiat du sol de NY2 à 5% de Ciment

Enfoncement	Effort de pénétration	CBR immédiat
CBR2, 5	7,8 —x 100 13,6	57,57
CBR5	14,88 **——— x 100** **20,3**	73,3

Le CBR immédiat est la plus grande valeur entre les deux enfoncements, ce qui correspond à 73,3La valeur du CBR dans les conditions défavorables est trouvé en multipliant la valeur du CBR immédiat par un coefficient qui est de 0,63.

D'où le CBR après immersion est alors de 46,17%.

III.3.3.5. CBR du sol de NY2 à 7,5 % Ciment

L'indice CBR du sol de NY2 à 7,5 % Ciment à zéro jour est présenté dans le **Erreur ! Source u renvoi introuvable.**

Tableau III. 16 : L'indice de portance immédiat du sol de NY2 à 7,5 % de Ciment.

Enfoncement	Effort de pénétration	CBR immédiat
CBR2, 5	20,49	94,94

	—x 100 13,6	
CBR5	10,44 ———x 100 20,3	48,36

Le CBR immédiat est la plus grande valeur entre les deux enfoncements, ce qui correspond à 94,94%. La valeur du CBR dans les conditions défavorables est trouvée en multipliant la valeur du CBR immédiat par un coefficient qui est de 0,63.

D'où le CBR après immersion est alors de 59,81%.

III.3.3.7. CBR du sol de NY3 à 5 % Ciment

L'indice CBR du sol de NY3 à 5% Ciment à zéro jour est présenté dans le Tableau III. 17

Tableau III. 17: L'indice de portance immédiat du sol de NY3 à 5% de Ciment

Enfoncement	Effort de pénétration	CBR après immersion
CBR 2,5	$\frac{10,88}{13,6} \times 100$	80,07%
CBR 5	$\frac{10,43}{20,3} \times 100$	51,41%

Le CBR immédiat est la plus grande valeur entre les deux enfoncements, ce qui correspond à 80,07%. La valeur du CBR dans les conditions défavorables est trouvée en multipliant la valeur du CBR immédiat par un coefficient qui est de 0,63.

D'où le CBR après immersion est alors de 50,44 %.

III.3.3.8. CBR du sol de NY3 à 7,5 % Ciment

L'indice CBR du sol de NY3 à 7,5% Ciment à zéro jour est présenté dans le Tableau III. 18

Tableau III. 18: L'indice de portance immédiat du sol de NY3 à 7,5 % de Ciment.

Enfoncement	Effort de pénétration	CBR après immersion
CBR 2,5	$\frac{5,87}{13,6} \times 100$	43,16%
CBR 5	$\frac{9,57}{20,3} \times 100$	70 %

Le CBR immédiat est la plus grande valeur entre les deux enfoncements, ce qui correspond à 70%. La valeur du CBR dans les conditions défavorables est trouvée en multipliant la valeur du CBR immédiat par un coefficient qui est de 0,63.

D'où le CBR après immersion est alors de 44,3%.

L'évolution de l'indice CBR après immersion en fonction du dosage en Ciment est présentée dans le Tableau III. 19 et la Figure III. 22

Tableau III. 19: Variation de l'indice CBR du sol de BWEREMANA en fonction du % en Ciment.

Teneur en Ciment (%)	0%			5%			7,50%		
N° de l'échantillon	NY1	NY2	NY3	NY1	NY2	NY3	NY1	NY2	NY3
CBR après immersion	3,16	5,36	2,21	36,26	52,04	58,69	45,3	59,81	-
CBR Moyenne après immersion	3,58			44,15			52,56		

La figure III.8 : Représente évolution **des indices CBR en fonction de l'évolution du ciment.**

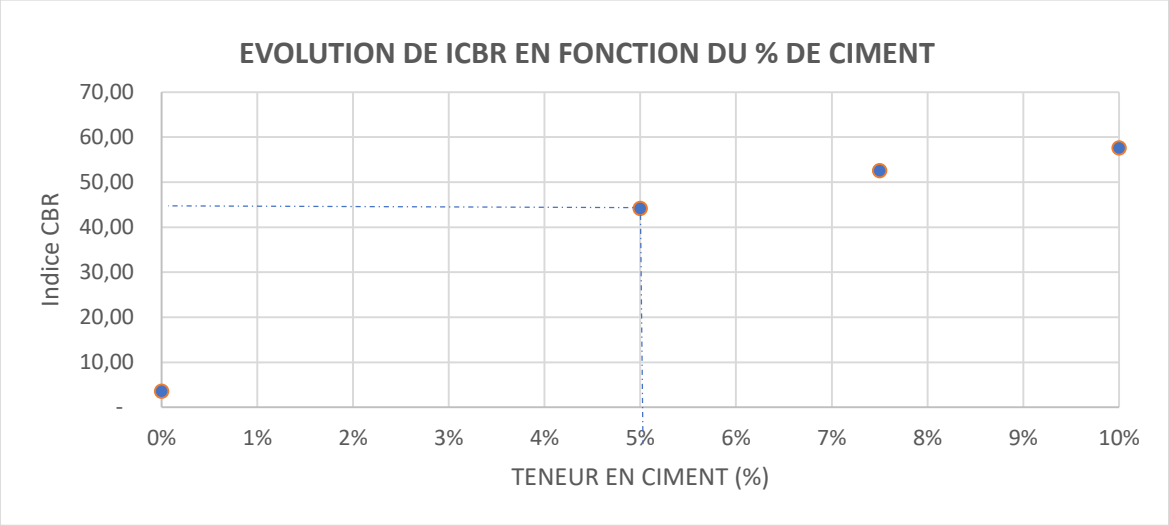


Figure III. 8. Présentation des indices CBR en fonction de l'évolution du ciment

Figure III. 22: Evolution de l'indice CBR après immersion en fonction du dosage en Ciment du sol de BWEREMANA

Au vu du Tableau III. 19 et de la Figure III. 22, on remarque que l'ajout de la teneur en ciment augmente l'indice CBR du sol de BWEREMANA.

III.4. CONCLUSION PARTIELLE

Ce chapitre a comme objectif de présenter et d'interpréter les résultats obtenus des différents essais effectués au laboratoire sur les sols de BWEREMANA à la carrière de NYAMUBIGWA à l'état naturel et après stabilisation par le ciment.

Les résultats obtenus en se basant sur la classification GTR et LCPC nous ont permis de dire que le sol de BWEREMANA appartient à la classe des sols fins (% fines 37,55%). S'agissant du type de sol, c'est une argile sableuse (IP= 17,40%) et peu plastique mais aussi ce sol est caractérisé comme étant un sol de faible portance (CBR=3,89%). S'agissant du gonflement, il a été trouvé que ce sol a un gonflement moyen.

En effet, avec cette portance faible, le sol de d'étude a nécessité une stabilisation pour son utilisation dans les constructions routières.

Ainsi il a était stabilisé au ciment, d'où l'indice CBR moyen est passé de 3,89% à 44,15 % pour une teneur en ciment de 5% et de 3,89 % à 52,56% pour une teneur en ciment de 7,5% .

CONCLUSION GENERALE

Le présent travail de recherche a permis de faire une étude de la stabilisation les sols de la carrière de Nyamubinga à BWEREMANA au ciment en vue de son utilisation dans les constructions routières (couches de remblais).

Pour arriver aux résultats escomptés, la première phase du travail au laboratoire a été consacrée sur la définition des paramètres d'état (paramètres physiques), dont les essais effectués dans cette phase sont notamment : la teneur en eau naturelle, les masses volumiques apparente et absolue, la masse volumique sèche, l'indice des vides, la porosité et le degré de saturation. La deuxième phase est la classification du sol utilisé grâce au résultat de l'analyse granulométrique par voie humide et les limites d'Atterberg. Et enfin la détermination des paramètres mécaniques.

Les essais au laboratoire ont révélé qu'à part les paramètres d'état tel que la masse volumique absolue de 2,37g/cm^3, il a été trouvé que le pourcentage des fines dans ce sol est de plus de 35% soit 37,56 % ce qui confère à ce sol le caractère de sol fin suivant la classification GTR. La teneur en eau naturelle étant de 10%, la limite de liquidité de 39,13%, la limite de plasticité de 11,53%, nous avons trouvé l'indice de plasticité de 15,2% qui permet de classer ce sol dans la catégorie de sol peu plastique de type argile sableuse. Les caractéristiques mécaniques nécessaires et recherchées dans l'application des matériaux à l'état brut du sol de Bweremana sont présentées dans ce travail. L'indice CBR après immersion est de 3,58 % à 95% de l'OPM,

Les résultats obtenus ont montré que l'ajout du ciment comme liant stabilisateur augmente la résistance du sol de BWEREMANA. Au vue de la faible portance du sol a son état naturel de 3,58%, le sol nécessite un renforcement avant d'être utilisé comme couche de remblais. Ainsi, par ajout des différents teneurs en ciment hydraulique utilisées, les résultats obtenus montrent que pour la première composition soit 5% du ciment hydraulique le CBR est passé de 3,58 % à **44,15** % et pour une seconde composition de ciment le CBR est passé de 3,58 % à 52,56. Ayant l'indice CBR supérieurs à 30 % nous pouvons conclure en disant que nous somme dans la class S4 de portance très élevé, indice exigé pour les couches de base, les seuls qui peuvent servir dans la couche de base des chaussées routières (Fondation layer for trafic T2/T3 and base layer for trafic T1).

Ce travail vient emboiter les premiers pas dans l'étude des sols de la carrière de Nyamubigwa à Bweremana en vue de son utilisation dans la construction routière.

Comme perspective nous suggérons à d'autres chercheurs de procéder à une stabilisation physique par l'incorporation des granulats et où soit par les sables

Bibliographie

[1] M. B. NELLY, ETUDE COMPARATIVE DES CARACTERISTIQUES DU SOL PAR STABILISATION AU CIMENT ET A LA CHAUX: APPLICATION AU SOL DE BUGANGA A MINOVA, Mémoire présenté et défendu en vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur Civil, GOMA: ULPGL/ GOMA, 2020-2021, p. 120.

[2] N. E. Bonheur, Etude geotechnique du sol de Bweremana en vue de son utilisation comme materiau de construction routiere, Goma, 2022 2023.

[3] A. C. Didier, Renforcement des propriétés mécaniques des sols de nyakavogo par la chaux hydraulique, GOMA: Mémoire de diplôme d'ingénieur en Génie civil, ULPGL/ GOMA, 2017-2018.

[4] M. KAMBALE, ETUDE DE L'APPLICABILITE DES CORRELATIONS DE PELTIER ET DE POPOVIC SUR LES SOLS DE BUTUHE, ET DE KOMBA : Application à la construction routière, Goma, 2021-2022.

[5] N. François, Mécanique des sols et des roches, Notes de cours inédit, G3 Génie,, GOMA: : FSTA/ ULPGL-GOMA,, 2021..

[6] Khaled, cours et exercices de mécanique des sols,, 2008.

[7] K. MEFTAH et M. B. ALI, COURS & EXERCICES DE GEOTECHNIQUE 1 Selon Eurocodes7,, 2008,.

[8] G. HORA, stabilisation des sols a la chaux et a chaud, 2011-2012.

[9] CD, Étude expérimentale sur la stabilisation des sols gonflants de la région de Mostaganem et de Relizane, 24/01/2011.

[10] O. Kalumendo, CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHAUSSEE SOUPLE: APPLICATION AU TRONCON PONT JUSTIN-UNIVERSITE CATHOLIQUE DU GRABEN, BUTEMBO, 2022-2023.

[11] GOOGLE EARTH.

[12] AFNOR, NF P 94-050 : Détermination de la teneur en eau ponderale des matériaux, France, septembre 1995.

[13] AFNOR, NF P 94-054: sols: reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols- Méthode du pycnometre à eau, France, Octobre 1991.

[14] AFNOR, NF P 94-056: sols : reconnaissance et essais- Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec apres lavage, France, Mars 1996.

[15] N. François, Mécanique des sols et des roches, Notes de cours inédit, G3 Génie, GOMA: FSTA/ ULPGL-GOMA, 2020.

[16] AFNOR, NF P 94-051: Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'atterberg, France, Mars 1993.

[17] AFNOR, NF P 94-057: Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols-Méthode par sédimentation, France, Mai 1992.

[18] AFNOR, NF P 94-093: Proctor, France, Octobre 2014.

[19] B. N. e. N. asma, Etude des paramètres influant sur la portance de sol non saturé (Indice CBR), Mémoire de fin d'étude de master à l'Université de Bourmerdes en Algérie, Faculté des sciences de l'ingénieur, 2016-2017.

[20] DEGN, Recommandation pour l'utilisation en corps de chaussées de graveleux latéritiques naturels. Recommandation 30.004-R, République du Cameroun: Ministère de l'équipement , 1987.

[21] Rou, Le traitement des sols à la chaux et /ou aux liants hydraulique pour l'exécution des remblais et des couches de forme, l'industrie cimentière française edn 2004, 2004.

[22] AFNOR, NF P 94-053: Sol: reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire-Méthodes de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau, France, Octobre 1991.

[23] H. TUYISHIME, Etude comparative des différentes techniques de stabilisation en géotechnique routière, Ouagadougou,: Mémoire de diplôme de Master en génie civil,, 2015..

[24] CONTROLAB, appareil de casagrande, saint-ouen cedex france.

ANNEXES

ANNEXE 1: ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR VOIE HUMIDE NY1

ANALYSE GRANULOMETRIQUE/Norme NF P 98-056

Echantillon :	**NY1**	Date d'essai	12/07/2023	
Provenance :	**BWEREMANA**	P.AV.LAV	2500	G
Prescription	**Surface**	Poids sec	1732	G
Profondeur :	**20cm**			

N° TAMIS		**OUVERTURE en mm**		**REFUS CUMULES**		**TAMISAT**
ASTM	AFNOR	ASTM	AFNOR	G	%	%
11/2''	47	38.1	40	248	10	90
11/4''	46	31.7	31.5	378	15	85
1''	45	25,4	25	474	19	81
3/4 ''	44	19,1	20	586	23	77
2/3''	43	16,9	16	640	26	74
1/2''	42	12,7	12.5	692	28	72
3/8''	41	9,52	10	718	29	71
1/3''	40	7,93	8	748	30	70
1/4''	39	6,35	6.3	796	32	68
3/16''	38	4,76	5	838	34	66
5	37	4	4	876	35	65
6	36	3,36	3.15	930	37	63
8	35	2,38	2.5	1046	42	58
10	34	2	2	1096	44	56
12	33	1,68	1.6	1134	45	55
16	32	1,19	1.25	1216	49	51
18	31	1	1	1294	52	48
20	30	0,84	0,8	1342	54	46
30	29	0,59	0,63	1388	56	44
35	28	0,5	0,5	1424	57	43
40	27	0,4	0,4	1456	58	42
50	26	0,315	0,315	1490	60	40
60	25	0,25	0,25	1538	62	38
70	24	0,2	0,2	1578	63	37
100	23	0,16	0,16	1606	64	36
120	22	0,125	0,125	1646	66	34
140	21	0,1	0,1	1686	67	33
200	20	0,08	0.08	1714	69	31

ANNEXE 2: ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR VOIE HUMIDE NY2

ANALYSE GRANULOMETRIQUE/Norme NF P 98-056

Echantillon :	**NY2**	Date d'essai	12/07/2023	
Provenance :	**BWEREMANA**	P.AV.LAV	2170	g
Prescription	**Surface**	Poids sec	1468	g
Profondeur :	**20cm**			

N° TAMIS		**OUVERTURE en mm**		**REFUS CUMULES**		**TAMISAT**
ASTM	AFNOR	ASTM	AFNOR	G	%	%
1''	45	25,4	25	0	0	100
3/4 ''	44	19,1	20	0	0	100
2/3''	43	16,9	16	0	0	100
1/2''	42	12,7	12.5	0	0	100
3/8''	41	9,52	10	148	7	93
1/3''	40	7,93	8	206	9	91
1/4''	39	6,35	6.3	276	13	87
3/16''	38	4,76	5	338	16	84
5	37	4	4	400	18	82
6	36	3,36	3.15	474	22	78
8	35	2,38	2.5	550	25	75
10	34	2	2	626	29	71
12	33	1,68	1.6	710	33	67
16	32	1,19	1.25	798	37	63
18	31	1	1	890	41	59
20	30	0,84	0,8	946	44	56
30	29	0,59	0,63	1012	47	53
35	28	0,5	0,5	1072	49	51
40	27	0,4	0,4	1122	52	48
50	26	0,315	0,315	1186	55	45
60	25	0,25	0,25	1264	58	42
70	24	0,2	0,2	1328	61	39
100	23	0,16	0,16	1362	63	37
120	22	0,125	0,125	1418	65	35
140	21	0,1	0,1	1454	67	33
200	20	0,08	0.08	1462	67	33

ANNEXE 3: ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR VOIE HUMIDE NY3

ANALYSE GRANULOMETRIQUE/Norme NF P 98-056

Echantillon :	**NY3**	Date d'essai	25/09/2023	
Provenance :	**BWEREMANA**	P.AV.LAV	2000	G
Prescription	**Surface**	Poids sec	1290	G
Profondeur :	**20cm**			

N° TAMIS		**OUVERTURE en mm**		**REFUS CUMULES**		**TAMISAT**
ASTM	AFNOR	ASTM	AFNOR	g	%	%
1/2''	42	12,7	12.5	0	0	100
3/8''	41	9,52	10	2	0	100
1/3''	40	7,93	8	2	0	100
1/4''	39	6,35	6.3	10	1	100
3/16''	38	4,76	5	18	1	99
5	37	4	4	32	2	98
6	36	3,36	3.15	60	3	97
8	35	2,38	2.5	102	5	95
10	34	2	2	164	8	92
12	33	1,68	1.6	264	13	87
16	32	1,19	1.25	398	20	80
18	31	1	1	528	26	74
20	30	0,84	0,8	692	35	65
30	29	0,59	0,63	734	37	63
35	28	0,5	0,5	784	39	61
40	27	0,4	0,4	834	42	58
50	26	0,315	0,315	896	45	55
60	25	0,25	0,25	974	49	51
70	24	0,2	0,2	1056	53	47
100	23	0,16	0,16	1122	56	44
120	22	0,125	0,125	1176	59	41
140	21	0,1	0,1	1234	62	38
200	20	0,08	0.08	1276	64	36

ANNEXE 4: Limites d'Atterberg de NY1

	LIMITE DE LIQUIDITE					LIMITE DE PLASTICITE	
Nombre de coups	20	24	28	30	36	-	-
	I	II	III	IV	V	A	B
Poids total humide (g)	20,5	20	18,1	16,1	19,6	21,3	16,1
Poids total sec (g)	19,8	18,6	17,5	15,7	19	20,8	15,8
Poids de la tare (g)	18	14,5	15,2	14	15,5	15	13,5
Poids net d'eau (g)	0,7	1,4	0,6	0,4	0,6	0,5	0,3
Poids net du matériau sec (g)	1,8	4,1	2,3	1,7	3,5	5,8	2,3
Teneur en eau (%)	38,9	34,1	26,1	23,5	17,1	8,6	13,0
			WL=	**29,7**		**WP =**	**10,8**
				IP = 18,9			

ANNEXE 5: Limites d'Atterberg de NY2

		LIMITE DE LIQUIDITE				LIMITE DE PLASTICITE			
Nombre de coups	15	24	28	31	35	-	-	-	-
	I	II	III	IV	V	A	B	0	
Poids total humide (g)	18	23,3	20,5	22,4	18,9	16,9	16,2	0	
Poids total sec (g)	17,3	22,2	19,8	21,5	18,1	16,4	16	0	
Poids de la tare (g)	14,6	17,6	16,8	17,4	14,2	14	13,5	0	
Poids net d'eau (g)	0,7	1,1	0,7	0,9	0,8	0,5	0,2	0	
Poids net du matériau sec (g)	2,7	4,6	3	4,1	3,9	2,4	2,5	0	
Teneur en eau (%)	25,93	23,91	23,33	21,95	20,51	20,83	8,00	0,00	
			WL=	**23,1**		**WP =**	**9,6**		
				IP = 13,5					

ANNEXE 6: Limites d'Atterberg de NY3

	LIMITE DE LIQUIDITE					LIMITE DE PLASTICITE			
Nombre de coups	20	22	27	32	35	-	-	-	-
	I	II	III	IV	V	A	B	0,0	0,0
Poids total humide (g)	17	22,5	19,1	16,5	21,1	17	16,5	0,0	0,0
Poids total sec (g)	16,1	20,9	18,2	15,8	19,9	16,4	16	0,0	0,0
Poids de la tare (g)	13,3	15,6	14,9	13	14,5	13	14	0,0	0,0
Poids net d'eau (g)	0,9	1,6	0,9	0,7	1,2	0,6	0,5	0,0	0,0
Poids net du matériau sec (g)	2,8	5,3	3,3	2,8	5,4	3,4	2,0	0,0	0,0
Teneur en eau (%)	32,1	30,2	27,3	25,0	22,2	17,6	25,0	0,0	0,0
			WLmoy =	**27,4**		**WP = 14,2**			
				IP = 13,1					

ANNEXE **7 : Limites d'Atterberg de NY1 stabiliser à 5% de ciment**

	LIMITE DE LIQUIDITE					LIMITE DE PLASTICITE			
Nombre de coups	15	20	26	30	40	-	-	-	-
	I	II	III	IV	V	A	B		
Poids total humide (g)	15,9	17,7	20,2	16,7	17,3	20,3	16,3		
Poids total sec (g)	15,6	17	19,5	16,5	17,1	19,8	16		
Poids de la tare (g)	14,6	14,7	16,6	15,4	14,7	14	14,2		
Poids net d'eau (g)	0,4	0,7	0,7	0,2	0,2	0,5	0,3		
Poids net du matériau sec (g)	1,0	2,3	2,9	1,1	2,4	5,8	1,8		
Teneur en eau (%)	36,8	30,4	24,4	18,2	8,3	8,6	13,9		
			WLmoy=	**23,6**		**WP = 11,3**			
				IP = 12,3					

ANNEXE 8 : Limites d'Atterberg de NY1 stabiliser à 7,5% de ciment

	LIMITE DE LIQUIDITE					LIMITE DE PLASTICITE			
Nombre de coups	17	20	24	29	35	-	-	-	-
	I	II	III	IV	V	A	B		
Poids total humide (g)	17,1	16,7	17,2	18,6	17,7	18,1	16,3		
Poids total sec (g)	16,6	16,3	16,6	17,9	17,2	17,5	16		
Poids de la tare (g)	14,7	14,8	14	14,4	14,6	13	14		
Poids net d'eau (g)	0,5	0,3	0,6	0,7	0,5	0,6	0,3		
Poids net du matériau sec (g)	1,9	1,5	2,6	3,5	2,6	4,5	2,0		
Teneur en eau (%)	26,3	23,3	22,1	20,0	19,2	13,3	13,0		
			WL moy=	**22,2**		**WP = 13,2**			
				IP = 9,0					

ANNEXE 9: Limites d'Atterberg de NY2 stabiliser à 5% de ciment

	LIMITE DE LIQUIDITE					LIMITE DE PLASTICITE			
Nombre de coups	15	20	25	28	35	-	-	-	-
	I	II	III	IV	V	A	B		
Poids total humide (g)	19,8	16,1	17,5	21,1	16,7	19,9	15,3		
Poids total sec (g)	19,1	15,7	16,8	20,5	16,4	19,5	15		
Poids de la tare (g)	17,1	14,5	14,4	18,3	14,8	14	13		
Poids net d'eau (g)	0,7	0,4	0,7	0,6	0,3	0,4	0,3		
Poids net du matériau sec (g)	2,0	1,2	2,4	2,2	1,6	5,5	2,0		
Teneur en eau (%)	35,0	31,1	29,2	27,3	22,6	6,5	12,5		
			WLmoy=	**29,0**		**WP = 9,5**			

IP = 19, 3	

ANNEXE10 : **Limites d'Atterberg de NY2 stabiliser à 7,5% de ciment**

	LIMITE DE LIQUIDITE					LIMITE DE PLASTICITE			
Nombre de coups	17	23	25	28	33	-	-	-	-
	I	II	III	IV	V	A	B		
Poids total humide (g)	17,4	16,6	17,2	18,6	17,7	18	16,7		
Poids total sec (g)	16,7	16,2	16,6	17,8	17,2	17,5	16,5		
Poids de la tare (g)	14,7	14,8	14	14,4	14,6	13,5	14,6		
Poids net d'eau (g)	0,7	0,4	0,6	0,8	0,5	0,5	0,2		
Poids net du matériau sec (g)	2,0	1,4	2,6	3,4	2,6	4,0	1,9		
Teneur en eau (%)	34,8	28,6	25,5	23,5	17,9	12,5	11,1		
			WL=	**26,1**		**WP = 11,8**			
				IP = 14,3					

Annexe 11 : Limites d'Atterberg de NY3 stabiliser à 5% de ciment

	LIMITE DE LIQUIDITE					LIMITE DE PLASTICITE			
Nombre de coups	15	20	26	35	40	-	-	-	-
	I	II	III	IV	V	A	B		
Poids total humide (g)	16,2	15,7	15,8	14,51	16,8	20,7	16,2		
Poids total sec (g)	15,9	15,4	15,6	14,3	16,5	19,8	15,8		
Poids de la tare (g)	15	14,4	14,7	13,3	14,8	13,6	13		
Poids net d'eau (g)	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,9	0,4		
Poids net du matériau sec (g)	0,9	1,0	0,9	1,0	1,7	6,2	2,8		
Teneur en eau (%)	33,3	30,0	27,9	21,0	19,8	14,5	15,9		
			Wmoy=	**26,4**		**WP = 15,2**			
				IP = 11,2					

Annexe 12: Limites d'Atterberg de NY3 stabiliser à 7,5% de ciment

	LIMITE DE LIQUIDITE					LIMITE DE PLASTICITE			
Nombre de coups	15	22	28	30	36	-	-	-	-
	I	II	III	IV	V	A	B		
Poids total humide (g)	17,3	17	16,5	14,6	15,1	18,4	16,7		
Poids total sec (g)	16,7	16,5	16	14,3	14,8	17,5	16,5		
Poids de la tare (g)	14,6	14,6	14,2	13	13,3	13,5	14,6		
Poids net d'eau (g)	0,6	0,5	0,4	0,3	0,3	0,9	0,2		
Poids net du matériau sec (g)	2,1	1,9	1,8	1,3	1,5	4,0	1,9		
Teneur en eau (%)	28,6	26,3	25,0	23,1	20,0	22,4	11,6		
			WL=	**24,6**		**WP =**	**17,0**		
				IP = 7,6					

ANNEXE 13: ESSAI PROCTOR MODIFIE A L'ETAT NATUREL NY1

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRA

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies App

RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR

Nature de sol : **Argile Sableuse**

N° Echantillon : **NY1**

Provenance : **BWEREMANA**

Prescription **SURFACE**

Eau ajoutée	8 % 1		2% 2		2% 3	
Poids total humide	14015,95		14314,00		14498,00	
Poids du moule	7314,00		7314,00		7314,00	
Poids echant humide	6701,95		7000,00		7184,00	
Volume du moule	3192,04		3192,04		3192,04	
Densité humide	2,10		2,19		2,25	
Ph+ tare	26,50	28,20	27,40	26,50	29,50	21,50
Ps+ tare	26,30	26,90	26,40	25,30	27,90	20,80
Numéro tare	T15	K	TL5	T8	21,00	L8
Poids de la tare	13,50	14,10	14,60	13,50	14,10	14,80
Poids d'eau	0,20	1,30	1,00	1,20	1,60	0,70
Poids sec	12,80	9,50	11,80	11,80	13,80	6,00
Teneur en eau %	1,56	13,68	8,47	10,17	11,59	11,67
Teneur en eau moyenne	7,62		9,32		11,63	
Densité sèche	1,95		2,01		2,02	

ANNEXE 14: ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 5 % DE CIMENT NY1

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES G

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies A

RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR

Echantillon : **NY1**

Provenance: **BWEREMANA**

Prescription : **SURFACE**

Eau ajoutée	8 % 1		2% 2		2% 3	
Poids total humide	13770,00		13910,00		14191,00	
Poids du moule	7290,00		7291,00		7292,00	
Poids echant humide	6480,00		6619,00		6899,00	
Volume du moule	3192,04		3192,04		3192,04	
Densité humide	2,03		2,07		2,16	
Ph+ tare	23,80	27,70	27,30	20,40	22,20	27,80
Ps+ tare	23,00	26,90	26,10	19,90	21,20	26,60
Numéro tare	E8	T28	1'	15'	11,00	T2
Poids de la tare	14,60	17,70	14,90	14,80	13,30	14,60
Poids d'eau	0,80	0,80	1,20	0,50	1,00	1,20
Poids sec	8,40	9,50	11,20	5,10	7,90	12,00
Teneur en eau %	9,52	8,42	10,71	9,80	12,66	10,00
Teneur en eau moyenne	8,97		10,26		11,33	
Densité sèche	1,86		1,88		1,94	

ANNEXE 15 : ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 7,5 % DE CIMENT NY1

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES G

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies

RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR

Echantillon : **NY1**
Provenance : **BWEREMANA**
Prescription : **SURFACE**

Eau ajoutée	8 % 1		2% 2		2% 3	
Poids total humide	13660,00		13928,00		14028,00	
Poids du moule	7290,00		7291,00		7292,00	
Poids echant humide	6370,00		6637,00		6736,00	
Volume du moule	3192,04		3192,04		3192,04	
Densité humide	2,00		2,08		2,11	
Ph+ tare	23,50	20,10	25,80	24,00	22,70	30,90
Ps+ tare	22,70	19,50	24,80	23,00	21,90	29,20
Numéro tare	K	8,00	T3	T11	14,00	E10
Poids de la tare	14,00	13,60	14,70	14,70	14,80	14,60
Poids d'eau	0,80	0,60	1,00	1,00	0,80	1,70
Poids sec	8,70	9,50	10,10	8,30	7,10	14,60
Teneur en eau %	9,20	6,32	9,90	12,05	11,27	11,64
Teneur en eau moyenne	7,76		10,97		11,46	
Densité sèche	1,85		1,87		1,89	

ANNEXE 16: ESSAIE PROCTOR MODIFIE A L'ETAT NATUREL NY2

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies

RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR

N° Echantillon : **NY2**

Provenance : **BWEREMANA**

Nature de sol : **Argile Sableuse**

Eau ajoutée		10 % 1		2% 2		2% 3	
Poids total humide		14320,00		14352,00		14545,00	
Poids du moule		7396,00		7396,00		7396,00	
Poids échant humide		6924,00		6956,00		7149,00	
Volume du moule		3192,04		3192,04		3192,04	
Densité humide		2,17		2,18		2,24	
Ph+ tare	28,20	22,20	21,70	27,10	22,00	24,20	
Ps+ tare	26,90	21,90	20,90	26,00	21,30	23,20	
Numéro tare	T28	T12	4,00	T16		14'	
Poids de la tare	17,60	14,20	14,10	14,20	14,80	15,20	
Poids d'eau	1,30	0,30	0,80	1,10	0,70	1,00	
Poids sec	9,30	7,70	6,80	11,80	6,50	8,00	
Teneur en eau %	13,98	3,90	11,76	9,32	10,77	12,50	
Teneur en eau moyenne		8,94		10,54		11,63	
Densité sèche		1,99		1,97		2,01	

ANNEXE 17 : ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 5 % DE CIMENT NY2

RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR

N°Echantillon: **NY2**

Provenance : **BWEREMANA**

Prescription **SURFACE**

Eau ajoutée	8 % 1		2% 2		2% 3		2
Poids total humide	13845,00		14062,00		14103,00		13
Poids du moule	7290,00		7290,00		7290,00		72
Poids echant humide	6555,00		6772,00		6813,00		60
Volume du moule	3192,04		3192,04		3192,04		31
Densité humide	2,05		2,12		2,13		
Ph+ tare	23,60	24,40	22,70	24,60	19,80	27,20	27,00
Ps+ tare	22,90	23,60	21,90	23,60	19,30	26,20	25,50
Numéro tare	E8	T28	1'	15'	11,00	T2	T1
Poids de la tare	14,60	17,70	14,90	14,80	13,30	14,60	14,70
Poids d'eau	0,70	0,80	0,80	1,00	0,50	1,00	1,50
Poids sec	8,30	9,50	7,00	8,80	6,00	11,60	10,80
Teneur en eau %	8,43	8,42	11,43	11,36	8,33	8,62	13,89
Teneur en eau moyenne	8,43		11,40		8,48		1
Densité sèche	1,89		1,90		1,97		

ANNEXE 18 : ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 7,5 % DE CIMENT NY2

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GR

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies Ap

RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR

Echantillon : **NY2**

Provenance: **BWEREMANA**

Prescription **SURFACE**

Eau ajoutée	8 % 1		2% 2		2% 3		2
Poids total humide	13718,00		13928,00		14028,00		142
Poids du moule	7290,00		7290,00		7290,00		72
Poids échant humide	6428,00		6638,00		6738,00		69
Volume du moule	3192,04		3192,04		3192,04		31
Densité humide	2,01		2,08		2,11		
Ph+ tare	32,10	22,40	26,40	26,20	22,10	26,70	26,90
Ps+ tare	30,90	21,40	25,40	25,10	21,50	25,70	25,30
Numéro tare	T6	L1	T10	E7	2,00	E3	15'
Poids de la tare	16,90	14,90	14,30	14,90	14,20	17,80	14,80
Poids d'eau	1,20	1,00	1,00	1,10	0,60	1,00	1,60
Poids sec	14,00	9,50	11,10	10,20	7,30	7,90	10,50
Teneur en eau %	8,57	10,53	9,01	10,78	8,22	12,66	15,24
Teneur en eau moyenne	9,55		9,90		10,44		1
Densité sèche	1,84		1,89		1,91		

ANNEXE* 19: *ESSAIE PROCTOR MODIFIE A L'ETAT NATUREL NY3

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRA

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies Appli

RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR

Echantillon : **NY3**

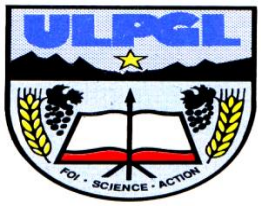
Provenance : **BWEREMANA**

Nature de sol : **Argile Sableuse**

Prescription : **SURFACE**

Eau ajoutée	10 % 1		2% 2		2% 3		
Poids total humide	14030,69		14186,59		14400,00		
Poids du moule	7294,00		7294,00		7294,00		
Poids echant humide	6736,69		6892,59		7106,00		
Volume du moule	3192,04		3192,04		3192,04		
Densité humide	2,11		2,16		2,23		
Ph+ tare	27,40	26,50	21,48	27,70	21,50	21,67	25,5
Ps+ tare	26,40	25,30	20,75	26,30	20,80	20,70	24,5
Numéro tare	TL5	T8	T44	15,00	c10	T12	T28
Poids de la tare	14,60	13,50	13,90	14,50	14,50	14,30	17,7
Poids d'eau	1,00	1,20	0,73	1,40	0,70	0,97	1,0
Poids sec	11,80	11,80	6,85	11,80	6,30	6,40	6,8
Teneur en eau %	8,47	10,17	10,66	11,86	11,11	15,16	14,7
Teneur en eau moyenne	9,32		11,26		13,13		
Densité sèche	1,93		1,94		1,97		

ANNEXE *20 :* ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 5 % DE CIMENT NY3



UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GR

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies Ap

RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR

Échantillon: **NY3**

Provenance: **BWEREMANA**

Prescription **SURFACE**

Eau ajoutée	10 % 1		2% 2		2% 3		
Poids total humide	13478,00		13522,00		14049,00		
Poids du moule	7290,00		7290,00		7290,00		
Poids échant humide	6188,00		6232,00		6759,00		
Volume du moule	3192,04		3192,04		3192,04		
Densité humide	1,94		1,95		2,12		
Ph+ tare	32,10	22,40	26,40	26,30	22,20	27,10	26
Ps+ tare	30,90	21,40	25,90	25,10	21,50	25,90	25
Numéro tare	E3	15'	T10	E7	2,00	T11	14
Poids de la tare	16,90	14,90	14,30	14,90	14,20	17,80	14
Poids d'eau	1,20	1,00	0,50	1,20	0,70	1,20	1
Poids sec	14,00	9,50	11,60	10,20	7,30	8,10	10
Teneur en eau %	8,57	10,53	4,31	11,76	9,59	14,81	15
Teneur en eau moyenne	9,55		8,04		12,20		
Densité sèche	1,77		1,81		1,89		

ANNEXE *21 :* ESSAIE PROCTOR MODIFIE A 7,5 % DE CIMENT NY3

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES G

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies A

RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR

Échantillon: **NY3**

Provenance : **BWEREMANA**

Prescription **SURFACE**

Eau ajoutée	10 % 1		2% 2		2% 3		
Poids total humide	13179,00		13832,00		14038,00		
Poids du moule	7290,00		7290,00		7290,00		
Poids échant humide	5889,00		6542,00		6748,00		
Volume du moule	3192,04		3192,04		3192,04		
Densité humide	1,84		2,05		2,11		
Ph+ tare	30,90	28,20	26,50	26,30	21,40	26,50	
Ps+ tare	29,60	27,40	25,40	25,00	20,20	25,90	
Numéro tare	T6	L1	T10	E7	2,00	E3	
Poids de la tare	16,90	14,90	14,30	14,90	14,20	17,80	
Poids d'eau	1,30	0,80	1,10	1,30	1,20	0,60	
Poids sec	12,70	9,50	11,10	10,10	6,00	8,10	
Teneur en eau %	10,24	8,42	9,91	12,87	20,00	7,41	
Teneur en eau moyenne	9,33		11,39		13,70		
Densité sèche	1,69		1,84		1,86		

ANNEXE 22 : CBR SELON UTILISATION DES SOL

USE OF MATÉRIALS ACCORDING TO THEIR CBR (DEGN, 1987) [21]

Range of CBR	Use in road construction
S1 : 0<CBR<5	Not situable for road construction
S2 : 5<CBR<10	Sub-base layer
S3 : 10< CBR<15	Sub-base layer and backfill
S4 15< CBR<30	Fondation layer for a Traffic T1
S5 : 30< CBR<60	Fondation layer for trafic T2/T3 and base layer for trafic T1
S6 : 60< CBR<120	Fondation layer for trafic T3/T4 and base layer for trafic T2
S7 : CBR>120	Base layer trafic T3

ANNEXE 23 : POURCENTAGE DE CBR ET SA CLASSE DE PORTANCE [4]

Classe de portance	**Valeur de CBR (%)**
S0 Portance très faible	CBR < 3
S1 Portance faible	3 < CBR < 6
S2 portance moyenne	6 < CBR <12
S3 portance élevée	12 < CBR < 25
S4 portance très élevé	CBR > 25

ANNEXE 24 : POINCONEMENT CBR NY1 A L'ETAT NATUREL

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies Appliquées

Laboratoire de Génie civil

PROVENANCE : NYAMUBIGWA 1 DATE D'ESSAI :24 /08/ 2023

NATURE DE SOL : Argile sableuse

PRESCRIPTION : Surface

	5x10			5X25			5X55		
	Lecture 1/1	F/kg	Kg/cm2	1/100mm Lecture	p/kg	p/kg	Lecture 1/1	p/kg	k cm
0.2	5			4			5		
0,4	7			6			8		
0.6	9			8			9		
0.8	10			11			10		
1	11			12			10		
1.5	13			14			11		
2	15			16			12		
2,5	17		3,16	17		3,16	12		1,61
3	17			20			15		
3.5	18			22			16		
4	19			23			16		
4.5	20			24			16.5		
5	21		2,11	25		3,2	17		1,08
6	23			28			17		
7	24			30			17.5		
8	25			32			18		
9	27			35			19		
10	28			39			20		

ANNEXE *25 :* POINCONEMENT CBR NY1 A 5% DE CIMENT

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies Appliquées

Laboratoire de Génie civil

CBR à 0 jour

PROVENANCE : NYAMUBIGWA 1 DATE D'ESSAI : 11 /10/ 2023

NATURE DE SOL : Argile sableuse

PPROFONDEUR : surface 5 % Ciment

	5x10			5X25			5X55		
	Lecture 1/1	F/kg	Kg/cm2	Lecture	p/kg	p/kg	Lecture 1/1	p/kg	k cm
0.2	10			115			15		
0,4	25			154			18		
0.6	42			184			25		
0.8	60			200			56		
1	82			212			89		
1.5	94			215			140		
2	99			225			240		
2,5	105		15,95	242		38,38	365		57,57
3	109			254			422		
3.5	112			270			432		
4	118			286			430		
4.5	124			293			450		
5	134		13,94	307		32,11	477		51,42
6	142			332			499		
7	155			352			525		
8	167			373			545		
9	177			421			590		
10	199			439			624		

ANNEXE *26 :* POINCONEMENT CBR NY1 A 7,5% DE CIMENT

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

B.P 368

Goma

Faculté des Sciences et Technologies Appliquées

Laboratoire de Génie civil

CBR à 0 jour

PROVENANCE : NYAMUBIGWA 1 DATE D'ESSAI : 11 /10/ 2023

NATURE DE SOL : Argile sableuse

PPROFONDEUR : surface 7,5% Ciment

	5x10			5X25			5X55		
	Lecture 1/1	F/kg	Kg/cm2	Lecture	p/kg	p/kg	Lecture 1/1	p/kg	k cm
0.2	3			9			22		
0,4	15			33			32		
0.6	35			77			45		
0.8	60			107			45		
1	85			135			56		
1.5	91			160			111		
2	117			185			293		
2,5	133		20,8	204		31,98	450		71,91
3	145			218			550		
3.5	178			235			587		
4	236			245			593		
4.5	257			259			600		
5	280		30	269		27,83	660		71,13
6	296			289			730		
7	315			305			761		
8	321			320			761		
9	329			351			762		
10	331			396			763		

ANNEXE *27 :* POINCONEMENT CBR NY2 A L'ETAT NATUREL

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

B.P 368

Goma

Faculté des Sciences et Technologies Appliquées

Laboratoire de Génie civil

PROVENANCE : NYAMUBIGWA 2 DATE D'ESSAI :22/09/2023

NATURE DE SOL : Argile sableuse

PRESCRIPTION : Surface

	5x55			5X25			5X10		
	Lecture 1/1	F/kg	Kg/cm2	Lecture	p/kg	p/kg	Lecture 1/1	p/kg	k cm
0.2	3			3			6		
0,4	7			8			11		
0.6	9			10			14		
0.8	12			11			16		
1	14			12			18		
1.5	16			13			18		
2	20			17			22		
2,5	30		3,16	21		2,5	25		1,61
3	35			25			28		
3.5	38			30			30		
4	40			37			35		
4.5	45			45			39		
5	49		5,36	53		3,2	42		2,11
6	50			60			44		
7	59			65			45		
8	65			70			50		
9	70			75			58		
10	79			82			65		

ANNEXE *28 :* POINCONEMENT CBR NY2 A 5% DE CIMENT

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies Appliquées

Laboratoire de Génie civil

CBR à 0 jour

PROVENANCE : NYAMUBIGWA 2 DATE D'ESSAI : 11 /10/ 2023

NATURE DE SOL : Argile sableuse

PPROFONDEUR : surface 5% Ciment

	5x10			5X25			5X55		
	Lecture 1/1	F/kg	Kg/cm2	Lecture	p/kg	p/kg	Lecture 1/1	p/kg	k cm
0.2	12						34		
0,4	28			88			79		
0.6	46			225			253		
0.8	60			328			341		
1	68			377			450		
1.5	110			438			560		
2	123			484			669		
2,5	135		20,8	520		83,3	779		131,61
3	142			560			888		
3.5	160			600			998		
4	178			626					
4.5	195			653					
5	205		13,94	685		73,34			
6	218			740					
7	240			790					
8	256			833,5					
9	275			880,1					
10	290			926,7					

ANNEXE *29 :* POINCONEMENT CBR NY2 A 7,5% DE CIMENT

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies Appliquées

Laboratoire de Génie civil

CBR à 0 jour

PROVENANCE : NYAMUBIGWA 2 DATE D'ESSAI : 11 /10/ 2023

NATURE DE SOL : Argile sableuse

PPROFONDEUR : surface 7,5% Ciment

	5x10			5X25			5X55		
	Lecture 1/1	F/kg	Kg/cm2	Lecture	p/kg	p/kg	Lecture 1/1	p/kg	k cm
0.2	22			10			60		
0,4	41			26			97		
0.6	52			73			142		
0.8	64			212			440		
1	70			260			560		
1.5	79			309			719		
2	81			344			834		
2,5	86		12,79	366		57,57	976		158,2
3	89			390					
3.5	95			406					
4	104			438					
4.5	110			450			600		
5	121		12,85	478		76,76	660		71,13
6	134			520			730		
7	145			560			761		
8	153			606			761		
9	162			648			762		
10	171			688			763		

ANNEXE *30 :* POINCONEMENT CBR NY3 A L'ETAT NATUREL

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

B.P 368 Goma

Faculté des Sciences et Technologies Appliquées

Laboratoire de Génie civil

PROVENANCE : NYAMUBIGWA 3 DATE D'ESSAI : 26 / 09 / 2023

NATURE DE SOL : Argile sableuse

PROFONDEUR : Surface

	5x55			5X25			5X10		
	Lecture 1/1	F/kg	Kg/cm2	Lecture	p/kg	p/kg	Lecture 1/1	p/kg	k cm
0.2	3			2			3		
0,4	5			4			4		
0.6	6			5			5		
0.8	7			6			6		
1	8			7			7		
1.5	9			8			10		
2	10			9			12		
2,5	11,5		1,61	10		1,61	13		1,61
3	12,5			10			14		
3.5	13,5			11			15		
4	14			12			16		
4.5	16			13			18		
5	16,5		2,2167	14		2,2167	19		2,2167
6	18			15			20		
7	20			16			23		
8	22			18			24		
9	23			19			26		
10	25			21			28		

ANNEXE *31 :* TABLE DE CORRESPONDANCE

TABLE DE CORRESPONDANCE

Déformation / Force appliquée

ANNEAU:

Identification: S370-10/AA/0031

Force maximum: 50KN

Deformation maximum 2,28mm

lecture (mm)	Force (KN)
0,01	0,22
0,02	0,43
0,03	0,65
0,04	0,87
0,05	1,09
0,06	1,3
0,07	1,52
0,08	1,74
0,09	1,96
0,1	2,17
0,11	2,39
0,12	2,61
0,13	2,83
0,14	3,04
0,15	3,26
0,16	3,48
0,17	3,7
0,18	3,91
0,19	4,13
0,2	4,35
0,21	4,57
0,22	4,78
0,23	5
0,24	5,22

Lecture	Force
0,57	12,44
0,58	12,67
0,59	12,89
0,6	13,11
0,61	13,33
0,62	13,56
0,63	13,78
0,64	14
0,65	14,22
0,66	14,44
0,67	14,67
0,68	14,89
0,69	15,11
0,7	15,33
0,71	15,56
0,72	15,78
0,73	16
0,74	16,22
0,75	16,44
0,76	16,67
0,77	16,89
0,78	17,11
0,79	17,33
0,8	17,56
0,81	17,78

lecture	Force
1,14	25
1,15	25,22
1,16	25,43
1,17	25,65
1,18	25,87
1,19	26,09
1,2	26,3
1,21	26,52
1,22	26,74
1,23	26,96
1,24	27,17
1,25	27,39
1,26	27,61
1,27	27,83
1,28	28,04
1,29	28,26
1,3	28,43
1,31	28,7
1,32	28,91
1,33	29,13
1,34	29,35
1,35	29,57
1,36	29,78
1,37	30
1,38	30,22

	Force
1,71	37,56
1,72	37,78
1,73	38
1,74	38,22
1,75	38,44
1,76	38,67
1,77	38,89
1,78	39,11
1,79	39,33
1,8	39,56
1,81	39,78
1,82	40
1,83	40,22
1,84	40,43
1,85	40,65
1,86	40,87
1,87	41,09
1,88	41,3
1,89	41,52
1,9	41,74
1,91	41,96
1,92	42,17
1,93	42,39
1,94	42,61
1,95	42,83

0,25	5,43	0,82	18	1,39	30,44	1,96	43,04
0,26	5,65	0,83	18,22	1,4	30,87	1,97	43,26
0,27	5,87	0,84	18,44	1,41	30,87	1,98	43,48
0,28	6,09	0,85	18,67	1,42	31,11	1,99	43,7
0,29	6,3	0,86	18,89	1,43	31,33	2	43,91
0,3	6,52	0,87	19,11	1,44	31,56	2,01	44,13
0,31	6,74	0,88	19,33	1,45	31,78	2,02	44,35
0,32	6,96	0,89	19,56	1,46	32	2,03	44,57
0,33	7,17	0,9	19,78	1,47	32,22	2,04	44,78
0,34	7,39	0,91	20	1,48	32,44	2,05	45
0,35	7,61	0,92	20,22	1,49	32,67	2,06	45,22
0,36	7,83	0,93	20,43	1,5	32,89	2,07	45,43
0,37	8,04	0,94	20,65	1,51	33,11	2,08	45,65
0,38	8,26	0,95	20,87	1,52	33,33	2,09	45,87
0,39	8,48	0,96	21,09	1,53	33,56	2,1	46,09
0,4	8,7	0,97	21,3	1,54	33,78	2,11	46,3
0,41	8,91	0,98	21,52	1,55	34	2,12	46,52
0,42	9,13	0,99	21,74	1,56	34,22	2,13	46,74
0,43	9,35	1	21,96	1,57	34,44	2,14	46,96
0,44	9,57	1,01	22,17	1,58	34,67	2,15	47,17
0,45	9,78	1,02	22,39	1,59	33,89	2,16	47,39
0,46	1	1,03	22,61	1,6	35,11	2,17	47,61
0,47	1,22	1,04	22,88	1,61	35,33	2,18	47,83
0,48	10,44	1,05	23,04	1,62	35,56	2,19	48,04
0,49	10,67	1,06	23,26	1,63	35,78	2,2	48,26
0,5	10,89	1,07	23,48	1,64	36	2,21	48,48
0,51	11,11	1,08	23,7	1,65	36,22	2,22	48,7
0,52	11,33	1,09	23,91	1,66	36,44	2,23	48,91
0,53	11,66	1,1	24,13	1,67	36,67	2,24	49,13
0,54	11,78	1,11	24,35	1,68	36,89	2,25	49,35
0,55	12	1,12	24,57	1,69	37,11	2,26	49,57
0,56	12,22	1,13	24,78	1,7	37,33	2,27	49,78