

Table des matières

INTRODUCTION GENERAL	1
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	3
I.1. CADRE DE L'ETUDE	4
I.1.1 Présentation du projet	4
I.1.2 Problématique et objectif	5
I.2. PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE	8
I.2.1 Contexte géographique	8
I.2.2 Contexte Climatique et hydrologique	9
I.2.3 Contexte géologique	12
I.2.4 Contexte lithostratigraphique	13
I.2.5 Contexte structural	18
CHAPITRE II : PRESENTATION DES MATERIAUX ET DES DISPOSITIF EXPERIMENTAUX UTILISENT	20
INTRODUCTION	21
II.1. ESSAI IN SITU : PRESSIOMETRE	22
II.2. ESSAI DE LABORATOIRE	26
II.2.1 Analyse granulométrique	26
II.2.2 Les limites d'Atterberg	26
II.2.3 Valeur en bleu de méthylène	28
II.2.4 Essai de compressibilité par palier à l'oedomètre	30
II.2.5 Essai de cisaillement rectiligne	34
II.2.6 Essai Proctor	36
II.2.7 Essai C.B.R	38
CHAPITRE III : ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS	39
INTRODUCTION	40
III.1 CHOIX DES SITES ETUDIES ET ECHANTILLONNAGE	40
III.1.1 Choix des sites étudiés	40
III.1.2 Échantillonnage	40
III.2 ANALYSE DES ECHANTILLONS	40
III.2.1 ANALYSES DES ECHANTILLONS DE TALUS	40
III.2.1.1 Pressiomètre	40
III.2.1.2 Analyse granulométrique	42

III.2.1.3 Limites d'Atterberg	43
III.2.1.4 Essai compressibilité à l'œdomètre par palier	44
III.2.1.5 Essai de cisaillement rectiligne	45
III.2.2 ANALYSE DE L'ECHANTILLON DE PLATEFORME	47
III.2.2.1 Analyse granulométrique	47
III.2.2.2 Limites d'Atterberg	48
III.2.2.3 Valeur en bleu de méthylène	49
III.2.2.4 Essai Proctor Modifié	49
III.2.2.5 Essai C.B.R	50
III.3 INTERPRETATIONS DES RESULTATS	51
CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DU VERSANT	53
INTRODUCTION	54
IV.1 PRESENTATION GENERALE DU LOGICIEL SLIDE 6.0	54
IV.2 CALCUL ET DISCUSSIONS DES RESULTATS	56
IV.2.1 Les étapes de la Modélisation	56
IV.2.2 Discussions des résultats	56
IV.3 PROPOSITION DE CONFORTEMENT PAR CLOUAGE	57

Liste des figures

Figure I.1 : Compteur des flux de véhicule sur l'axe routier Fès-Taounate.....	4
Figure I.2 : État du Tronçon d'étude.....	5
Figure I.3 : Formes de dégradation sur la route (RN8).....	6
Figure I.4 : Vue panoramique du chantier.....	7
Figure I.5 : Carte de la situation géographique du Tronçon Fès-Taounate de la route RN8.....	8
Figure I.6 : Vue satellitaire du secteur étudié (Google Earth Pro.....	9
Figure I.7 : Bioclimat d'Emberger (modifié par Savage 1963).....	10
Figure I.8 : Variabilité annuelles des précipitations à Fès selon ABHS-Fès (1984-2014).....	10
Figure I.9 : Moyennes des températures annuelles selon ABHS-Fès (1984-2014).....	11
Figure I.10 : Diagramme ombrothermique de Gaussen selon la station ABHS Fès (1983-2013).....	11
Figure I.11 : Carte géologique de la zone d'étude.....	13
Figure I.12 : Photo montrant les trois séquences (S1-S3) du Jbel Bou Rdim....	14
Figure I.13 : Formations géologiques de la première séquence.....	15
Figure I.14 : Silts jaunes à la base du banc gréseux.....	16
Figure I.15 : Grés affectés par la dissolution.....	16
Figure I.16 : Grés lumachelliques.....	16
Figure I.17 : Log stratigraphique des quatre séquences régressives du Miocène au Jbel Bou Rdim, (Chalouan et al. ,2011).....	17
Figure I.18 : Coupe géologique du secteur d'étude.....	18
Figure I.19 : Modèle Tectonique de la chaîne du Rif (Barghach, 2011).....	19
Figure.II.1 : Schéma de principe du pressiomètre (Ménard, 1955).....	22
Figure II.2 : Principe de fonctionnement de la sonde (extrait, ARVOR géotechnique).....	23
Figure II.3 : Illustration photographique du contrôleur volume-pressure : CPV.....	24
Figure.II.4 : courbe pressiométrique (Hassan, 2011).....	25
Figure.II.5 : Appareil Casagrande.....	27
Figure II.6 : Détermination de limite de plasticité.....	28
Figure II.7 : Appareillage de l'essai bleu de Méthylène.....	29
Figure II.8 : Tâche avec auréole bleu clair exprimant le teste positive de l'essai bleu de méthylène.....	29
Figure II.9 : Coupe schématisé de la cellule oedométrique (Arabet, 2010).....	31
Figure II.10 : Comparateur de mesure.....	31
Figure II.11 : Appareillage de l'essai de compressibilité par palier à l'oedomètre.....	32
Figure II.12 : Courbe de compressibilité oedométrique.....	33

Figure II.13 : Machine de cisaillement rectiligne.....	35
Figure II.14: Droite Coulomb de l'essai de cisaillement rectiligne (Hassan 2010).....	36
Figure II.15: Machine de compactage pour l'essai Proctor.....	37
Figure II.16 : Courbe Proctor.....	37
Figure II.17 : Machine de poinçonnement à la presse CBR.....	38
Figure III.1 : Les courbes pressiométriques.....	41
Figure III.2 : Représentation graphique des résultats d'analyse granulométrique.....	42
Figure III.3: Graphiques regroupant les résultats des limites d'Atterberg	43
Figure III.4: Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande.....	44
Figure III.5: Graphe regroupant les courbes de compressibilité à l'œdomètre par palier	45
Figure III.6 : Courbes de cisaillement.....	46
Figure III.7 : Résultat de l'analyse granulométrique de l'échantillon de plateforme.....	47
Figure III.8 : Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande...	48
Figure III.9 : Courbe Proctor de l'échantillon de plateforme.....	50
Figure III.10 : Indice C.B.R de l'échantillon de la plateforme.....	50
Figure III.11 : Structure de chaussée le long de la section d'étude au moyen de catalogue des structures types de chaussée neuve C.S.T.C (1991).....	52
Figure IV.1: Présentation du schéma de calcul d'un talus en tranches (Fadhel, 2014).....	55
Figure IV.2: Les méthodes de calcul de coefficient de sécurité à l'aide du logiciel Slide	56
Figure IV.3 : Résultats de la modélisation numérique.....	57
Figure IV.4 : Résultats de la modélisation numérique A : longueur de 3.50m B :Longueur de 4.50m.....	58
Figure IV.5 : Résultats de la modélisation numérique A : longueur de 5.50m B : Longueur de 6.50m.....	59
Figure IV.6 : Résultats de la modélisation numérique A : longueur de 3.50m B : Longueur de 4.50m.....	60
Figure IV.7: Résultats de la modélisation numérique A : longueur de 5.50m B : Longueur de 6.50m.....	61
Figure IV.8 : Graphique regroupant les résultats de la modélisation numérique pour trois clous.....	62
Figure IV.9: Graphique regroupant les résultats de la modélisation numérique pour quatre clous.....	62

Liste des tableaux

Tableau III.1 : Résultats de l'essai pressiométrique.....	41
Tableau III.2 : Résultats de l'essai des limites d'Atterberg.....	43
Tableau III.3 : Résultats des essais de compressibilité à l'œdomètre par palier....	44
Tableau III.4 : Résultats de l'essai de cisaillement rectiligne.....	46
Tableau III.5 : Cohésion et angle de frottement des trois échantillons.....	47
Tableau III.6 : Résultats de l'essai des limites d'Atterberg.....	48
Tableau III.7 : Résultats de l'essai bleu au méthylène.....	49
Tableau III.8 : Résultats de l'essai Proctor.....	49

Liste des Abréviations

C.B.R: CALIFORNIA BEARING RATIO.
Cc: Indice de compressibilité.
Cg: Indice de gonflement.
CTR : Centre technique régional.
D max : Diamètre maximal.
G.T.R : Guide des Terrassements Routiers
L.P.E.E : Laboratoire Public d'Essais et d'Études.
R.T.R : Recommandation Pour les Terrassement Routiers.
S.P : sondage pressiométrique.
TMJA : Trafic moyen journalier annuel.
Pk : point kilométrique.
VBS : Valeur de bleu de méthylène.
WL: Limite de liquidité.
WP: Limite de plasticité.

INTRODUCTION GENERALE

Les formations tendres recouvrent une grande partie du Maroc notamment le Prérif, où ils sont très diversifiés à savoir les argiles, les limons et les marnes. Généralement, ces derniers présentent le terrain naturel où ils constituent pour l'essentiel les éléments de base sur lesquels sont fondés les différents ouvrages de constructions (Bâtiments, ponts, plateformes de chaussées, autoroutiers....etc.).

Outre que le sol joue un rôle important dans les différentes structures de génie civil ou en travaux publics, sauf qu'il reste un des paramètres essentiels dans la stabilité des terrains. Néanmoins sa déformation au cours du temps est liée à plusieurs agents naturels (mouvement de l'écorce terrestre, agents climatiques), et/ou anthropiques (terrassements, vibrations, déboisements, exploitation inappropriée de matériaux...etc.), et surtout ceux en relation avec la géométrie de la pente. La contribution de celle-ci avec le sol demeure l'action fondamentale et l'origine de la mise en mouvement des terrains, provoquant des dégâts phénoménaux et dont le coût de reconstruction sera utopique.

Au Maroc les phénomènes de désordres et de l'instabilité du terrain sont nombreux notamment au Prérif, tant pour les structures construites en surface, que pour les ouvrages auxiliaires sous terrains. Quelques exemples de désordres liés aux terrains du Prérif ont été cités par Sadiki et Faleh, (2002) et Heusch, (1970).

Toutefois, un ouvrage doit être conçu tout en assurant sa stabilité et sa pérennité. Pour ce, il est nécessaire que le sol présente des caractéristiques mécaniques et physiques satisfaisantes, qui peut résister aux contraintes naturelles pendant plusieurs années. De surcroit plusieurs projet de génie civil ont étaient développés ces dernières années, en parallèle avec les besoins actuels de l'homme et au développement du pays en particulier ceux concernant les infrastructures autoroutières.

Le présent mémoire a pour objectif d'évaluer la stabilité de terrain pour le cas du versant de Bou Rdim, en déterminant grâce à une gamme d'essais géotechniques le comportement des sols, en termes de résistance et de variation de volume. Ceci est dans l'intérêt d'apporter des éléments de réponse pour une bonne préservation ultérieure de la chaussée et par conséquence augmenter sa durée de longévité.

Pour atteindre l'objectif visé, ce mémoire a été réparti en quatre chapitres :

–Le premier chapitre est réparti sur deux volets. Le premier est consacré à la représentation de la problématique depuis ses origines jusqu'à l'objectif de l'étude.

Le deuxième volet expose le site d'étude dans ses contextes géographique, géologique, lithologique, hydrologique et climatique qui s'avèrent indispensables pour toute interprétation des résultats.

–Le deuxième chapitre, récapitule les différents dispositifs expérimentaux et les modes opératoires adoptés.

–Dans le troisième chapitre, cœur de ce mémoire, sont présentés et interprétés les différents résultats obtenus selon les protocoles expérimentaux décrits précédemment au chapitre 2.

–Au dernier chapitre, on présente l'analyse d'une modélisation numérique à l'aide du logiciel Slide 6.0, en vue d'évaluer la stabilité et d'envisager quelques perspectives de confortement le plus adéquat de point de vue stabilité et économie.

Enfin, ce mémoire se termine par une conclusion permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus.



I.1. CADRE DE L'ETUDE

I.1.1 Présentation du projet

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire a été élaboré dans le cadre d'un projet d'aménagement de la Route Nationale (RN8), en particulier celle du tronçon reliant la ville de Fès à Taounate, suite aux désordres qu'a subi celle-ci ces dernières années et qui sont généralement liés à plusieurs agents anthropiques et naturels, dont l'accroissement du trafic routier est le plus important environ 7727 T.M.J.A (Trafic Moyen Journalier Annuel), avec une augmentation de 5% par rapport à la décennie, selon le Laboratoire Public d'Essai et d'Étude « LPEE CTR-Fès-Meknès » (Fig.I.1). Ceci se traduit par le désenclavement et l'essor socio-économique sur les provinces du Nord, qui en font usage.

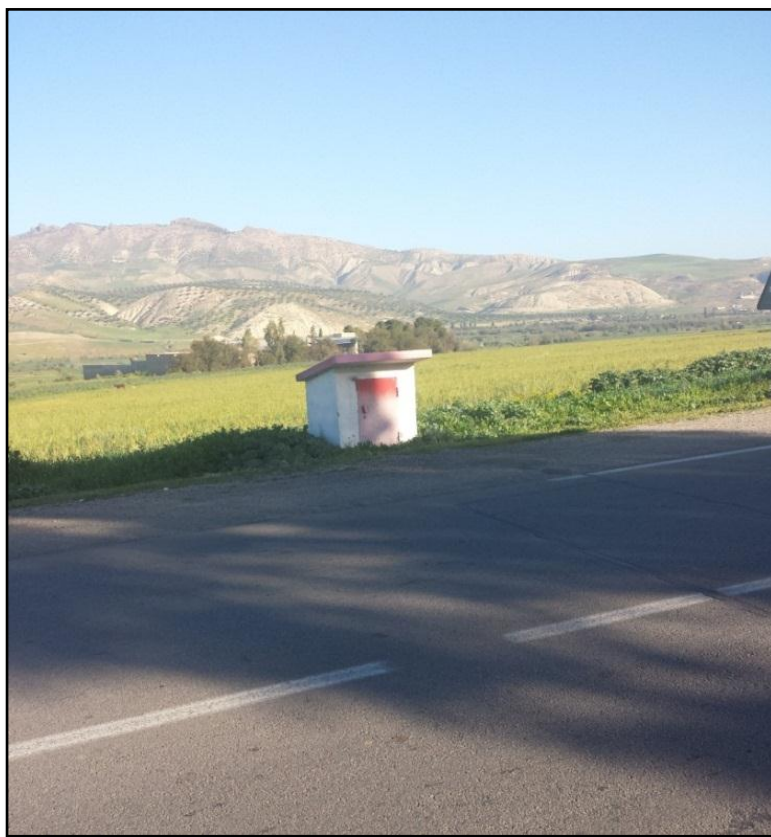


Figure I.1 : Compteur des flux de véhicule sur l'axe routier Fès-Taounate.

Ce projet prend son départ à la sortie de la ville de Fès et prend fin à l'entrée de la ville de Taounate, respectivement entre les points kilométriques (Pk 735+500 à Pk 804+500), afin de réaliser un élargissement de la voie. Une section de ce tronçon fera l'objet de cette étude.

I.1.2 Problématique et objectif

L'instabilité des pentes constitue un aléa qui résulte généralement de la dynamique des agents d'érosion et/ou de l'anthropisation inappropriée des versants. Elle peut générer des mouvements de masses qui peuvent parfois causer de sérieux dommages aux infrastructures.

Dans le cas de ce projet, un aménagement du tronçon reliant les points kilométriques (PK 742+100 à PK : 747+600), est nécessaire pour compléter la réalisation de la double voie (RN8).

Pour ce, deux possibilités sont préconisées ; la première exige de combler le ravin, ainsi l'élargissement de l'ouvrage sera possible (Fig.I.2). Cependant, cette méthode s'est avérée excessivement coûteuse et qui nécessitera beaucoup d'aménagement afin d'assurer la stabilité de la route. La seconde proposition est d'effectuer un terrassement au niveau de versant du côté droit de la route. Or, cette suggestion peut menacer, la stabilité du versant.



Figure I.2 : État du Tronçon d'étude.



Figure I.3 : Formes de dégradation sur la route (RN8).

Pour ce, une approche géotechnique du problème sera impérative, elle s'appuie particulièrement sur l'étude géotechnique du sol le long du tronçon d'étude, à forte raison que ses sols marquent la base de la pente de la zone à taluter, vulnérable à un risque d'instabilité, remettant ainsi en question la pertinence des deux nouveaux ouvrages (Fig.I.4).

De surcroît, nous visons, par ce travail, mené en collaboration avec le Laboratoire Public d'Essai et d'Étude « LPEE CTR-Fès-Meknès », à apporter dans un premier temps, des précisions sur les facteurs qui influencent sur l'instabilité des pentes en liaison avec les conditions lithologiques des terrains ou avec les contextes géologiques, orographiques, hydrologiques et climatiques et dans un second temps, à tenter de comprendre grâce à l'étude géotechnique, le comportement et les propriétés des sols rencontrées le long du tronçon d'étude.



Figure I.4: Vue panoramique du chantier.

A-Passage de la conduite d'alimentation d'eau potable.

B-Extension du tronçon.

I.2. PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE

I.2.1 Contexte géographique

Le tronçon d'étude fait partie de la route (RN8), qui prend naissance depuis la ville de Fès, approximativement entre les parallèles 34°00' et 34°30'N et entre les méridiens 4°30' et 5°00' W et se dénoue à Taounate, en traversant la vallée de Haïaïna. Il est ainsi délimité par les provinces d'Al Hoceima au nord, la province de Taza à l'Est et la province de Sidi Kacem à l'Ouest (Fig.I.5).



Figure I.5: Carte de la situation géographique du Tronçon Fès-Taounate de la route RN8.

Localement, le tronçon d'étude appartient au domaine structural sud rifain particulièrement au Rif externe, il se rattache à la ville de Fès au sud sur plus de 22 Km. Il est situé sur la rive droite de l'oued Sebou, au voisinage du village Mrabtaine (Fig.I.6).

De point de vue découpage topographique, la zone étudiée occupe la partie centrale de la feuille de Fès-Est au (1/50 000), alors qu'elle appartient à la feuille géologique du Rif au (1/500 000).

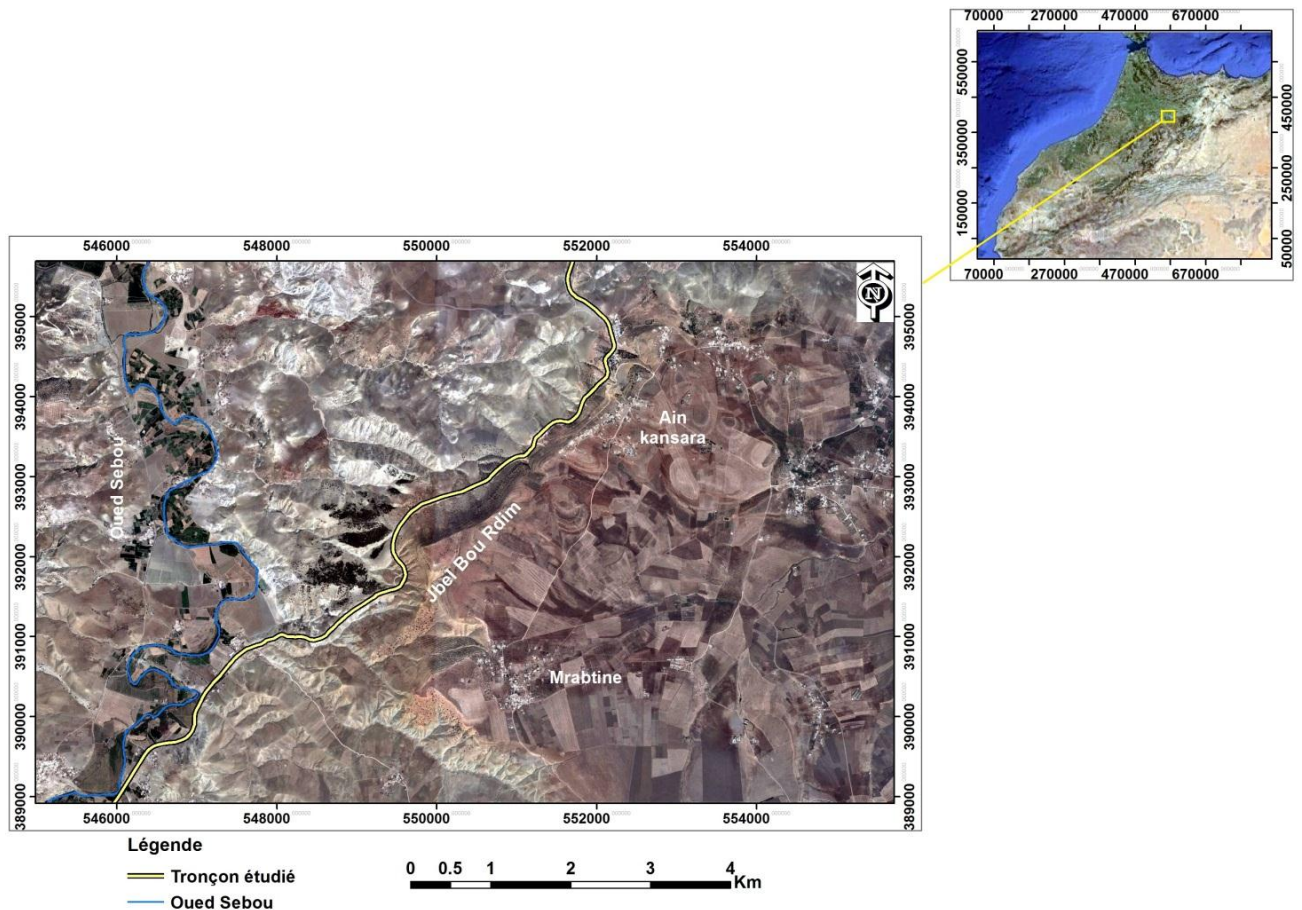


Figure I.6 : Vue satellitaire du secteur étudié (Google Earth Pro).

I.2.2 Contexte Climatique et hydrologique

La précipitation et la température, sont des paramètres qui agissent sur les formations tendres, tels que les marnes et les argiles qui constituent pour l'essentiel les terrains du Prérif externe. Ces derniers, très sensibles à l'eau notamment à l'alternance de périodes sèche-humides, risquent de créer une instabilité des pentes et par conséquence des mouvements de terrain, menaçant ainsi les infrastructures.

Le climat de la zone ne diffère pas de celui du plateau de Saïs-Fès qui appartient à l'étage bioclimatique subaride à été chaud où le facteur générateur (P) des écoulements varie spatialement entre 400mm dans les vallées et 800mm sur les reliefs avoisinants (Fig.I.7).

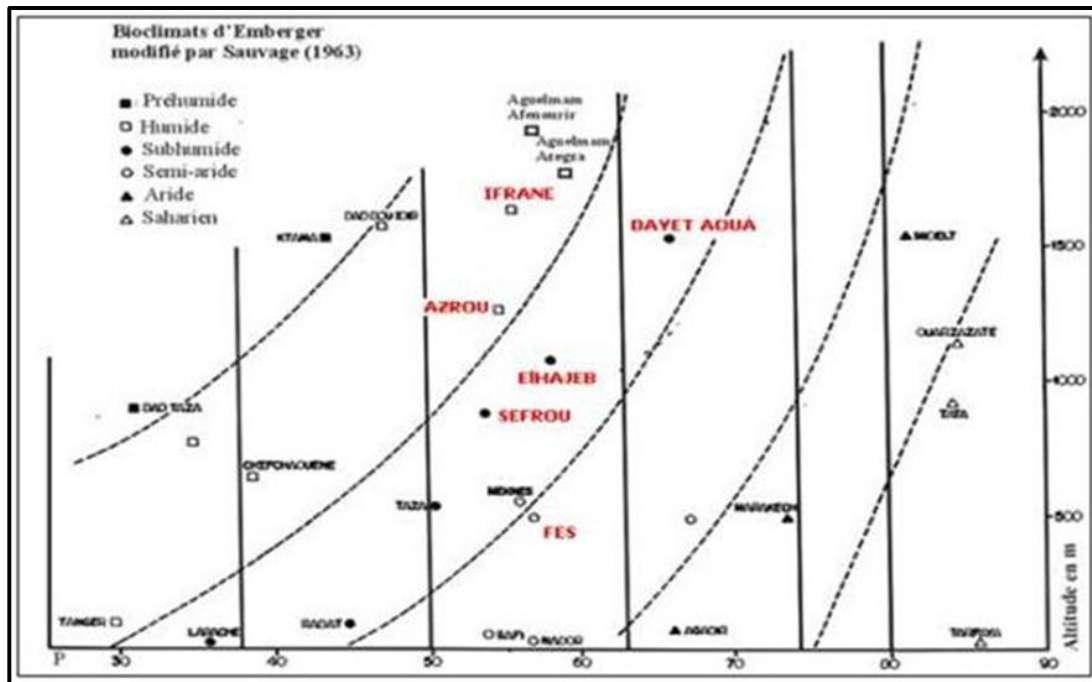


Figure I.7 : Bioclimat d’Emberger (modifié par Savage 1963).

Au niveau de la station de Fès, les précipitations moyennes annuelles, pour une période allant de 1984 jusqu'à 2014 est de l'ordre de 414,3 mm (Fig.I.8).

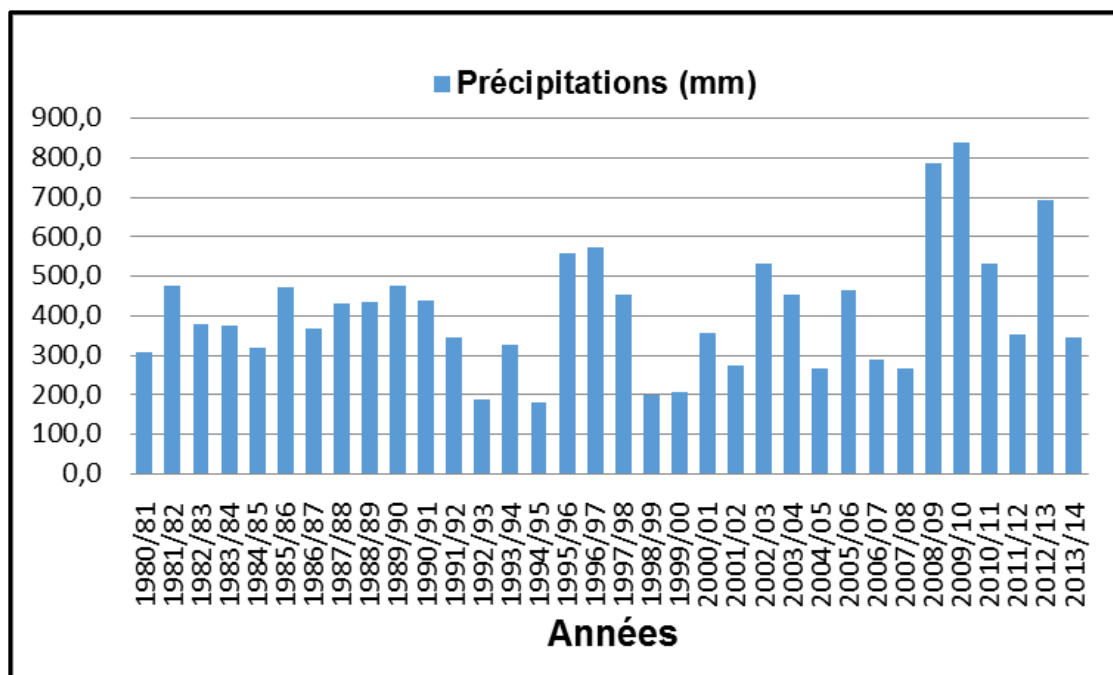


Figure I.8 : Variabilité annuelles des précipitations à Fès selon ABHS-Fès (1984-2014).

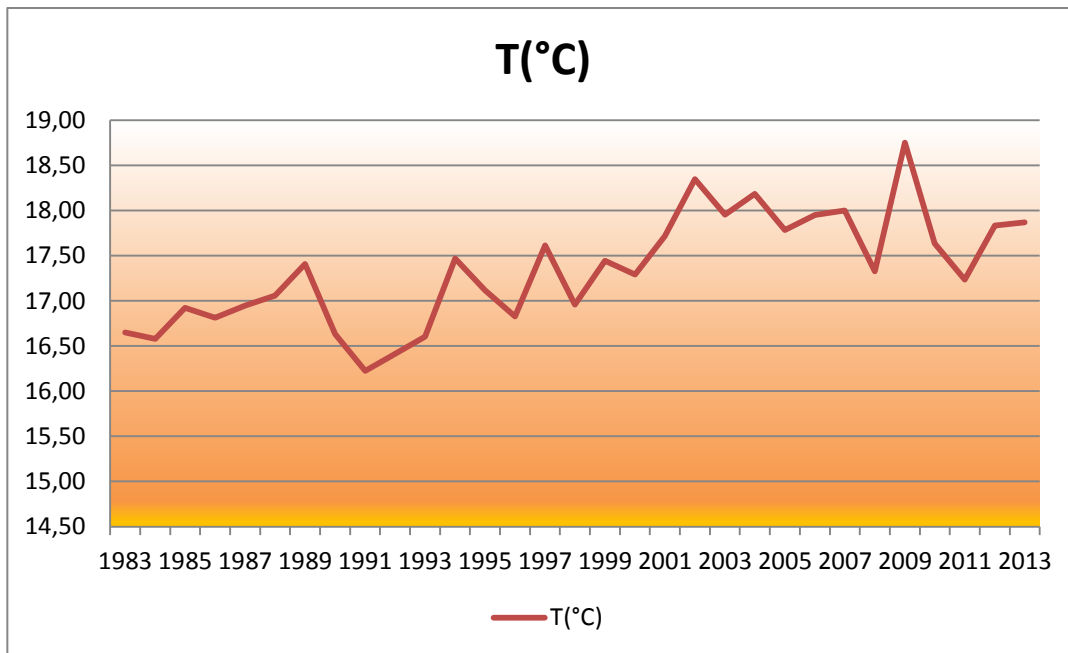


Figure I.9 : Moyennes des températures annuelles selon ABHS-Fès (1984-2014).
 Au niveau de la station de Fès, les températures moyennes annuelles, pour une période allant de 1983 à 2013 est de l'ordre de 17,5°C. La température maximale (18,75°C) est enregistrée dans L'année 2009, tandis que la température minimale (16,23°C) est enregistrée dans L'année 1991(Fig.I.9).

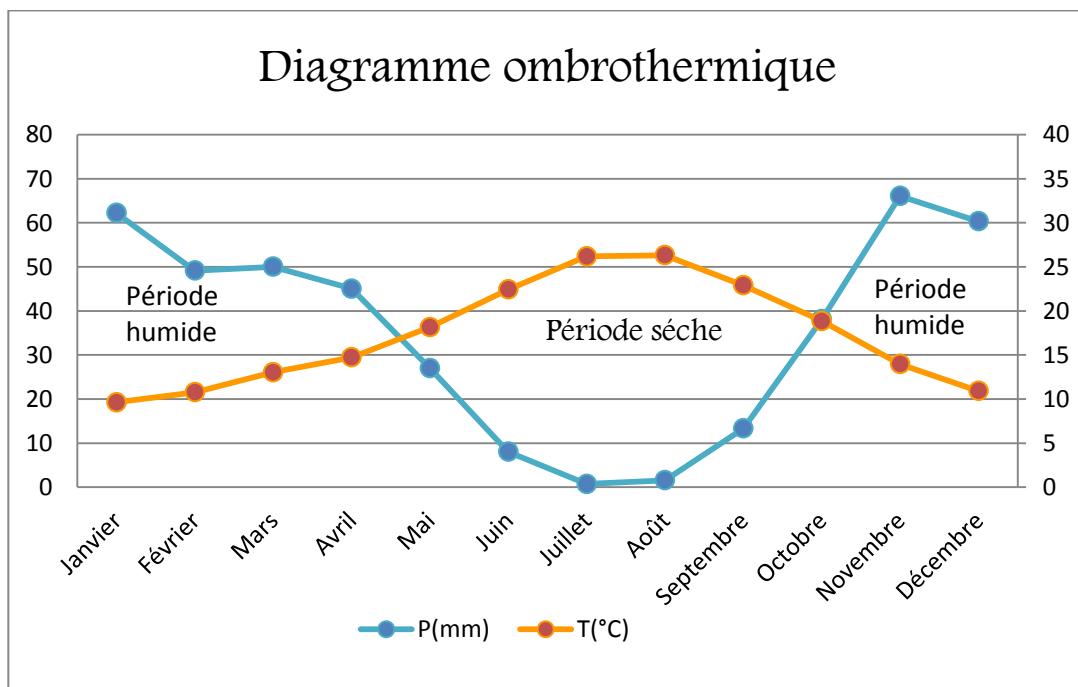


Figure I.10 : Diagramme ombrothermique de Gaussen selon la station ABHS Fès (1983-2013).

À partir du diagramme ombrothermique de Gaussen, le climat de la région se caractérise par une période sèche qui se situe entre le mois mai et septembre et une période humide qui dure sept mois (Fig. I.10).

I.2.3 Contexte géologique

La zone d'étude se situe dans le domaine prérfain, ce dernier se distingue d'une part par le Prérif interne qui est constitué par des écailles vraisemblablement enracinées sous le Mésorif et dont la série sédimentaires débute au Lias et du Dogger ; les carbonates de plateforme qui forment les Sofs (Wildi, 1983), et d'autre part par le Prérif externe qui se présente principalement sous forme d'une nappe gravitaire à structure chaotique (nappe prérfaine) (Suter, 1965; Vidal, 1971). Cette nappe est à matrice marno-sableuse du Miocène supérieur où sont emballés des éléments de toute taille (Ben Yaich, 1991) qui résultent de la destruction des fronts des nappes en se déplaçant vers l'extérieur.

Le Prérif externe forme des collines très ravinées, sculptées essentiellement dans les terrains marneux du Miocène supérieur, et supporte, tectoniquement, des nappes de charriage (nappes intrarifaines).

Les marnes du Prérif renferment localement des éléments "exotiques" (ou klippes), d'âge, de nature lithologique et de taille extrêmement variés (Leblan, 1975), formant l'olistostrome prérfain.

Localement, la zone d'étude constitue, pour l'essentiel, la terminaison méridionale du Prérif, mais se situe au passage de deux grands domaines ; le domaine Prérfain au Nord et la plaine de saïs au Sud, dont les principaux terrains géologiques y sont présents à prédominance marneuse d'âge Miocène supérieur-pliocène et des oliostholites d'âges et de natures variés (Fig. I.11).

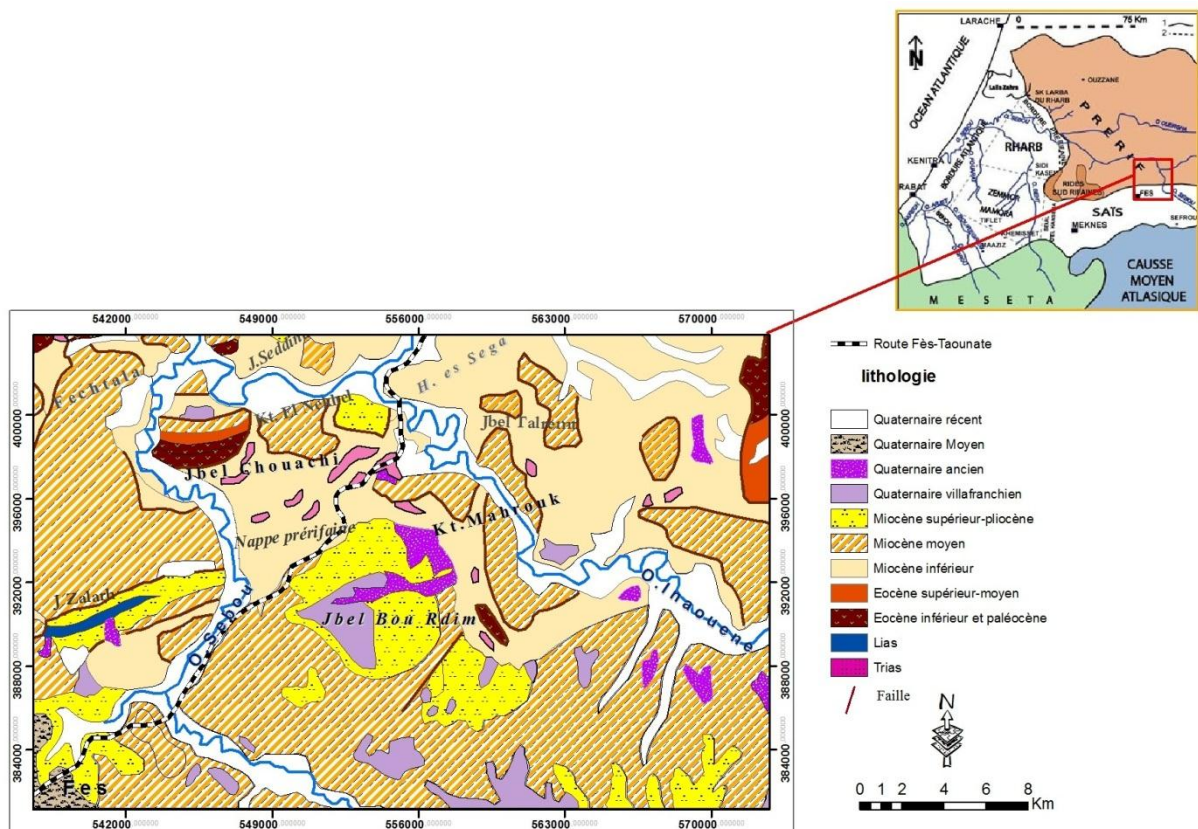


Figure I.11: Carte géologique de la zone d'étude.

I.2.4 Contexte lithostratigraphique

Localement, la zone d'étude présente un ensemble de formations géologiques dont Jbel Bou Rdim constitue une butte-témoin à travers laquelle on peut déterminer quatre séquences lithologiques (Fig. I.12).



Figure I.12 : Photo montrant les trois séquences (S1-S3) du Jbel Bou Rdim.

L'approche lithostratigraphique et paléontologique permet de conclure l'aspect général régressif de l'ensemble de la série (Chalouan et al. ,2011), ce dernier passe progressivement d'un milieu de dépôt profond et calme à une sédimentation typique du littoral à forte énergie. Cependant, des légères variations de facies témoignent de la présence de petites oscillations à évolution tantôt transgressives tantôt régressives.

On cite alors du bas en haut :

- Séquence 1 : elle correspond à un talus marneux de plusieurs mètres d'épaisseur, formé à sa base, de marnes grises qui passent verticalement et progressivement à des marnes silteuses, puis à des silts jaunes, enfin à des sables fins jaunâtres (Fig.I.13).
- La glauconie et le plancton présents dans les marnes (milieu profond) diminuent progressivement et disparaissent dans les sables. Au-dessus se développe une première corniche de grès bioclastiques à stratification oblique vers l'ouest, ainsi qu'une couche de terriers remaniés, surmontés de bancs de calcaires bioclastiques où abondent les Hétérostegines et les Serpulidés (Chalouan et al. ,2011).

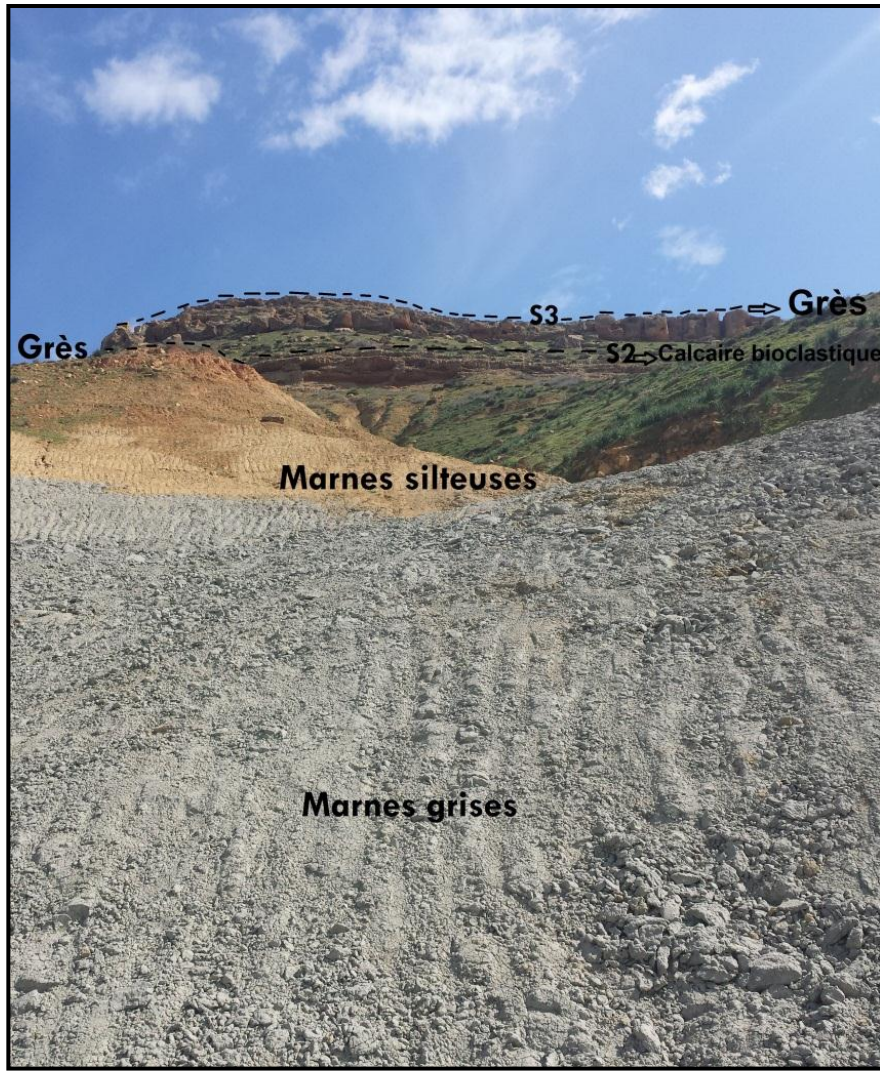


Figure I.13 : Formations géologiques de la première séquence.

- Séquence 2 : elle présente le talus marneux silteuses sus-jacent, d'environ 40 m et se poursuit avec une deuxième falaise. La séquence est formée, à sa base, d'une série marneuse généralement encroutée et montre une intercalation de calcaires bioclastiques. Ces marnes sont surmontées par des bancs décimétriques de calcaires bioclastiques déterminant une barre d'environ 7m (Chalouan et al. ,2011).
- Séquence 3 : elle est peu épaisse et constitue la dernière corniche visible de la route. Elle est formée de grès massifs jaunâtres à ciment calcaire en bancs métriques avec des traces de silts à leur base (Chalouan et al. ,2011) (Fig.I.14). La roche est fortement affectée par la dissolution (Fig.I.15). Cette séquence se caractérise par des lumachelles très fossilisées dont les fragments de valves sont les plus dominants (Fig.I.16).

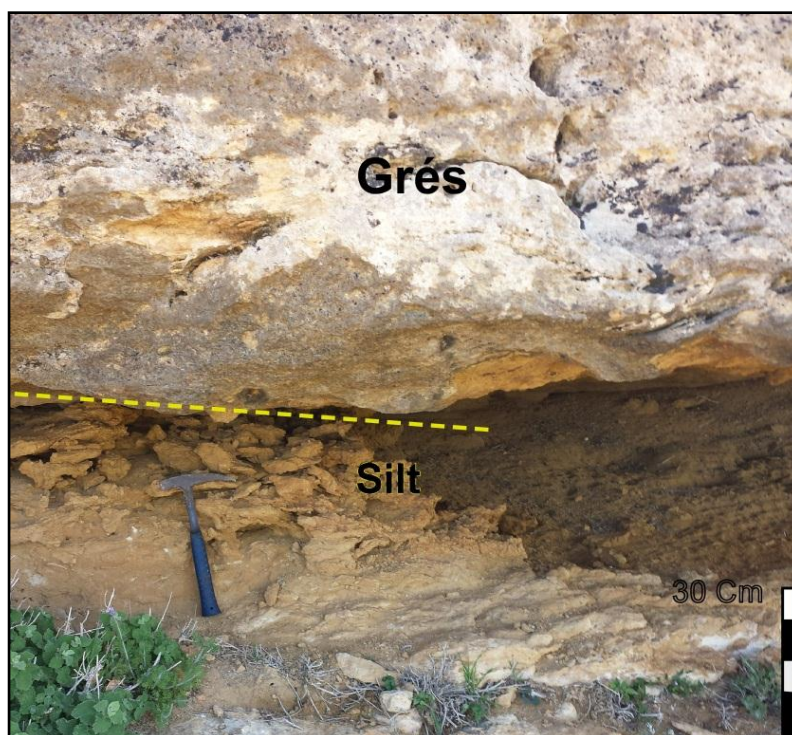


Figure I.14: Silts jaunes à la base du banc gréseux.

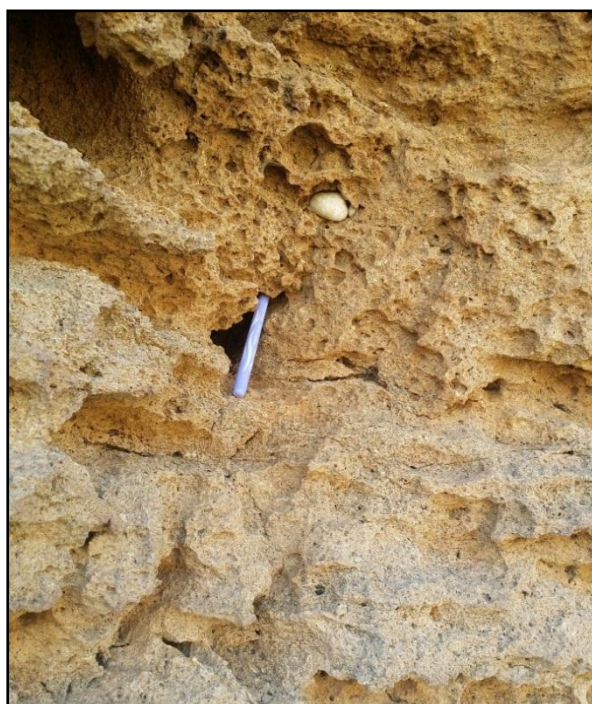


Figure I.15: Grès affectés par la dissolution.



Figure I.16: Grès lumachelliques.

- Séquence 4 : elle est invisible depuis la route et se forme par des sables fins jaunâtres qui passent vers le haut à des grès bioclastiques encore plus grossiers (Chalouan et al. ,2011).

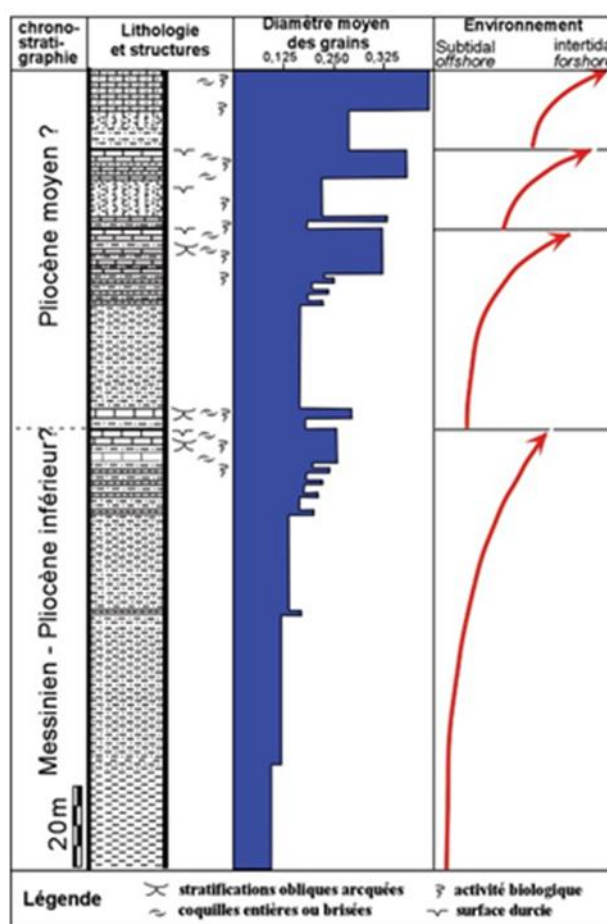


Figure I.17: Log stratigraphique des quatre séquences régressives du Miocène au Jbel Bou Rdim, (Chalouan et al. ,2011).

Ces quatre séquences négatives traduisent des progradations successives du domaine intertidal sur le domaine infratidal. La première séquence constitue la partie régressive du cycle Tortono-Messinien et traduit le comblement du sillon sud-rifain. Les dernières séquences qui pourraient représenter un équivalent latéral des sables fauves de Meknès, correspondent à la régression définitive de la mer dans la région du Sais. Elle pourrait dater du pliocène moyen (Fig.I.17).

La coupe géologique si dessous résume les différents faciès définis sur le terrain. L'orientation de cette coupe est choisie de façon à recouper perpendiculairement les formations géologiques du secteur d'étude (Fig.I.18).

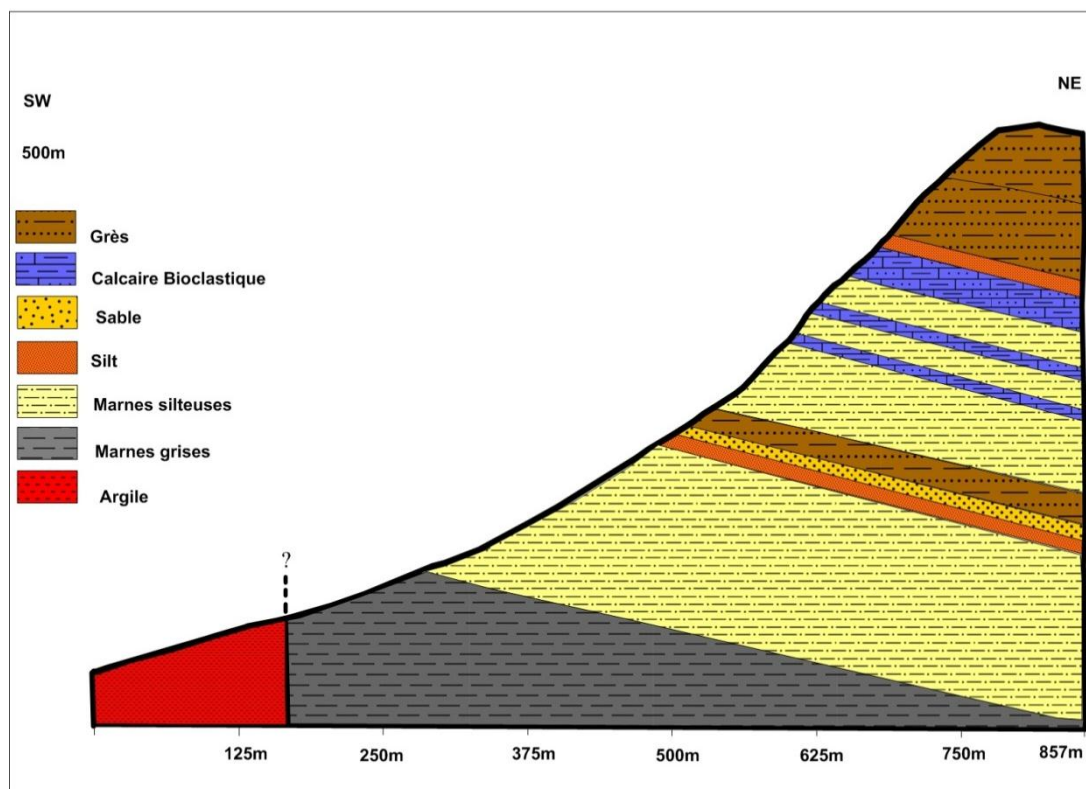


Figure I.18 : Coupe géologique du secteur d'étude

I.2.5 Contexte structural

Dans le cadre générale, le domaine externe est recoupé par deux accidents sénestres majeurs, la faille du Nekor, de direction NE/SW et la faille d'Al Hoceima, de direction ENE/WSW.

Néanmoins, le secteur étudié est marqué par l'accident Fès-Tissa, le long de la route de Fès-Tissa-Taounate. Selon les sections sismiques effectuées, elle s'est avérée que c'est une faille développée à partir du socle et qui a contribué à l'expulsion des rides prérfaines occidentales vers le SW (Benmakhlouf, 2001).

Cet accident livre des miroirs de failles striés orientés N50-70 sub-verticaux et montrent un jeu sénestre à composante verticale normale. Ces miroirs affectent des formations d'âge miocène supérieur (marnes tortoniennes de la nappe prérfaine et les sables fauves de Redom du Pliocène moyen). Cet accident serait responsable du décalage en sénestre de 15 km environ du front de la nappe prérfaine à l'est de Fès, de la nappe de Ouezzane qui la surmonte et de la limite nord du couloir sud-rifain. L'accident de Tissa serait relayé plus au sud par d'autres accidents sénestres de direction sensiblement parallèle, et qui sont émergents ou cachés sous les formations lacustres. Parmi ces accidents, il y a celui, de

Draa El Marga, orienté N70 qui passe entre Jbel Trhat et la ville de Moulay Yakoub et mis en évidence par Ahmamou et Chalouan (1988) (Fig.I.19).

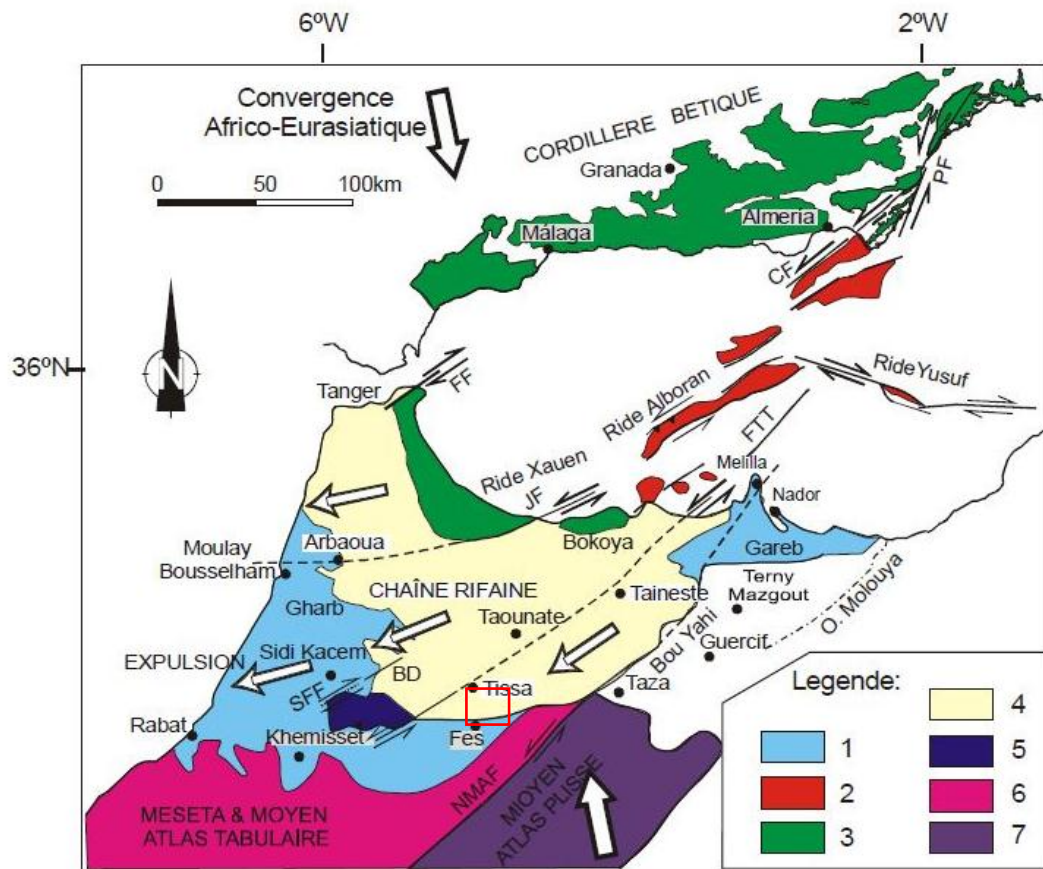


Figure I.19 : Modèle Tectonique de la chaîne du Rif (Barghach, 2011).

1, Bassins néogène et quaternaire. 2, Roches volcaniques néogène. 3, Zone Interne. 4, Nappes des flysch et Rif externe. 5, Rides Pré Rifaines. 6, Meseta et Moyen atlas tabulaire. 7, Moyen Atlas Plissé. **BD**, Faille de Bou Draa. **CF**, Faille de Carboneras. **FF**, Faille de Fahies. **FTT**, Faille de Fès-Tissa-Taineste. **JF**, Faille de Jebha. **NMAF**, Faille du Nord-Moyen-Atlas. **PF**, Faille de Palomares. **SFF**, Faille de Sidi-BouDraâ



CHAPITRE II : PRESENTATION DES MATERIAUX ET DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX UTILISES

INTRODUCTION

L'approche géotechnique a pour objectif l'étude des propriétés mécaniques, physiques et hydrauliques des sols par diverses méthodes d'investigation in situ et au laboratoire. Les dispositifs expérimentaux et les procédures adoptées dans cette étude sont abordés brièvement dans ce mémoire. Pour plus de détail, il est indispensable de se référer aux normes en vigueur citées dans ce qui suit.

Afin de déterminer les caractéristiques des échantillons et leurs comportements mécaniques, plusieurs types d'essais ont été effectués dont les principaux sont:

Les essais d'identification : Ils sont consacrés à la caractérisation des sols, c'est-à-dire à la description de la composition des sols et à la détermination de leurs propriétés physiques. La détermination de ces caractéristiques constitue une des premières étapes de la campagne de reconnaissance géotechnique.

Les essais d'identification permettent de déterminer à quelle famille de terrains appartient le sol et peuvent donner des informations, par corrélations, sur certaines de ces propriétés hydrauliques et physiques. On cite l'analyse granulométrique, la teneur en eau, les limites d'Atterberg, et l'essai de bleu de méthylène.

Les essais mécaniques : permettent de simuler le comportement mécanique du massif de sol, lorsqu'il est soumis à différentes sollicitations, pouvant ainsi le déformer au cours du temps.

Les essais géotechniques routiers sont utilisés pour le dimensionnement des structures des chaussées et l'orientation des travaux de terrassements, en déterminant les caractéristiques de portance.

Ceci dit, et d'autres essais ont été réalisés par le service technique de Laboratoire Public d'Essai et d'Étude et sont en fait des essais de reconnaissance sur place sont très diversifiés et couramment utilisés dans les études de fondation en vue d'apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés.

II.1. ESSAI IN SITU : PRESSIOMETRE

L'essai pressiométrique mis au point par Louis Ménard en 1955 (Fig.II.1), consiste à réaliser l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique à une profondeur donnée dans un forage exécuté au préalable, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol.

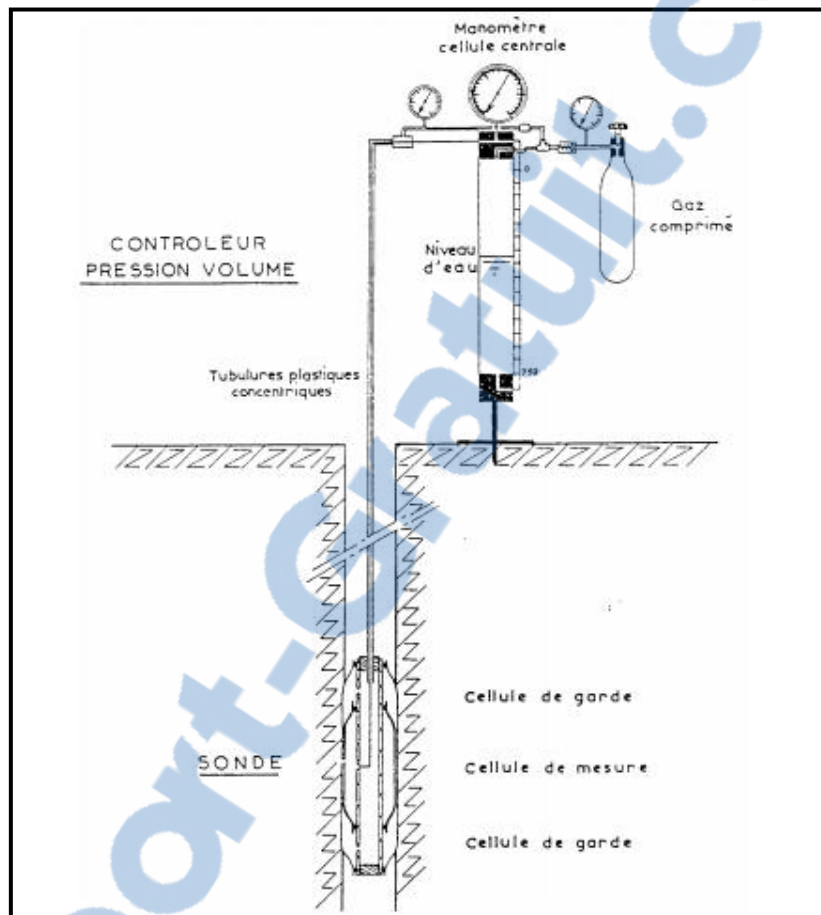


Figure.II.1 : Schéma de principe du pressiomètre (Ménard, 1955).

Il permet d'obtenir une relation entre contrainte (pression appliquée) et déformation (variation du volume d'eau dans la sonde). Du fait les variations de volume de la sonde au contact avec la cellule pressiométrique sont égales aux variations du volume de sol. Elles sont déterminées en fonction de la pression radiale appliquée au sol, que l'on augmente par paliers.

Sous chaque palier de chargement, les variations du volume au bout de 15,30 et 60 secondes sont mesurées et notées (Fig.II.2).

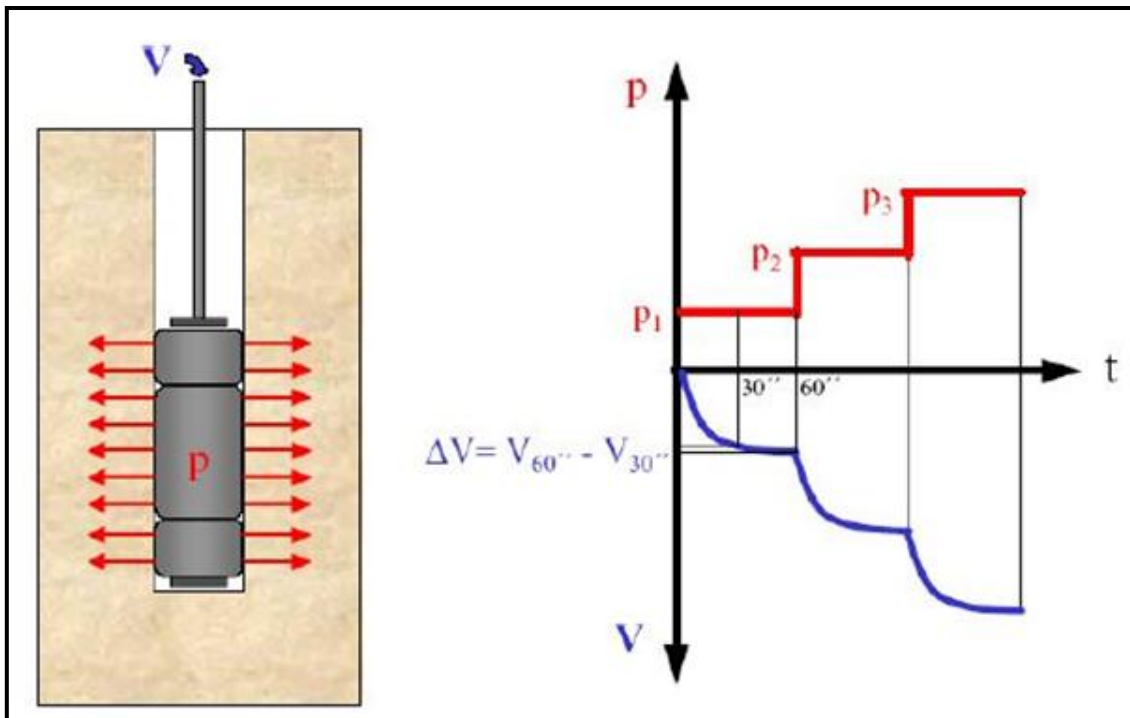


Figure II.2 : Principe de fonctionnement de la sonde (extrait, ARVOR géotechnique).

L'essai continue jusqu'à atteindre la pression limite, définie ci-après. Cependant, la norme stipule de finir l'essai s'il comporte au moins 8 paliers de pression et si une des conditions suivantes est vérifiée ; le volume d'eau injectée a atteint le double de celui du début de la phase pseudo-élastique, environ 550 cm^3 et la pression dans la sonde atteint 50 bar.

On se propose dans ce qui suit d'exposer sommairement l'appareil pressiométrique ou pressiomètre Ménard selon les normes françaises NF P 94-110.

L'appareil standard est constitué des éléments suivants :

- Un contrôleur pression-volume (CPV) ; Il permet d'exercer les pressions dans la sonde et de mesurer la variation correspondante de volume de celle-ci, grâce à des tubulures de connexion. La variation de volume est suivie depuis la surface par un réservoir rempli d'eau et gradué ;

- Une sonde tri-cellulaire : elle est composée de trois cellules, Une cellule de mesure centrale, exerçant une pression radiale sur la paroi du forage et deux autres cellules de gardes ;

- Des tubes de connexion reliant le CPV à la sonde ;

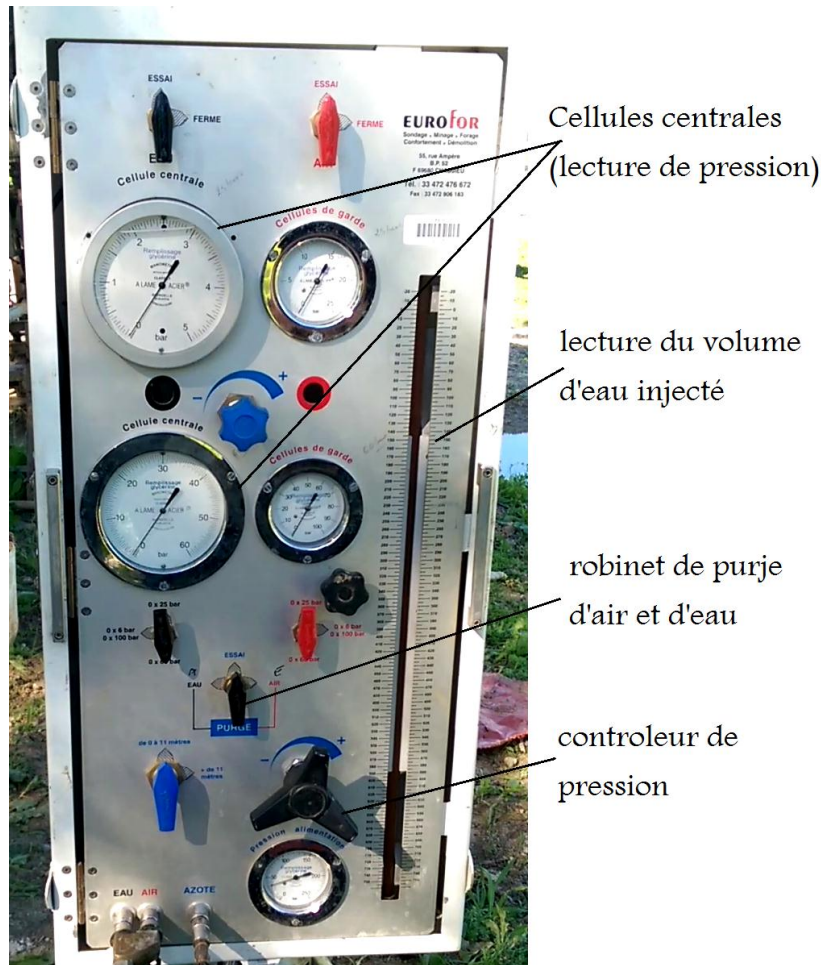


Figure II.3 : Illustration photographique du contrôleur volume-pression : CPV.

Expression des résultats

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation volumétrique du sol en fonction de la contrainte appliquée $V=f(P)$. La courbe se décompose habituellement en trois phases à partir desquelles on peut déterminer :

Dans la 1^{er} phase, dite phase de recompression du sol, elle résulte de l'expansion de la membrane jusqu'au moment où celle-ci vient épouser le contour du trou foré préalablement. D'après Fawaz et Baguelin, (1993) définissent P_0 , la pression lue sur la courbe pressiométrique qui correspond au volume V_0 comme le début de la partie linéaire sur cette courbe.

La deuxième phase dite pseudo-élastique: caractérisée par une réponse approximativement linéaire du sol. La pression atteinte à la fin de cette phase est la pression de fluage P_f .

Une troisième phase: décrite par une forte non-linéarité de la courbe d'expansion due à la mise en plasticité du sol. Pour les très grandes déformations, la pression tend vers une valeur

limite. C'est la pression limite, notée P_l définie comme l'asymptote de la courbe pressiométrique quand le volume tend vers l'infini.

En pratique il est difficile, voire impossible, d'accéder à cette valeur de la pression ; la pression limite est alors définie comme la pression provoquant le doublement du volume initial de la sonde (Fig.II.4).

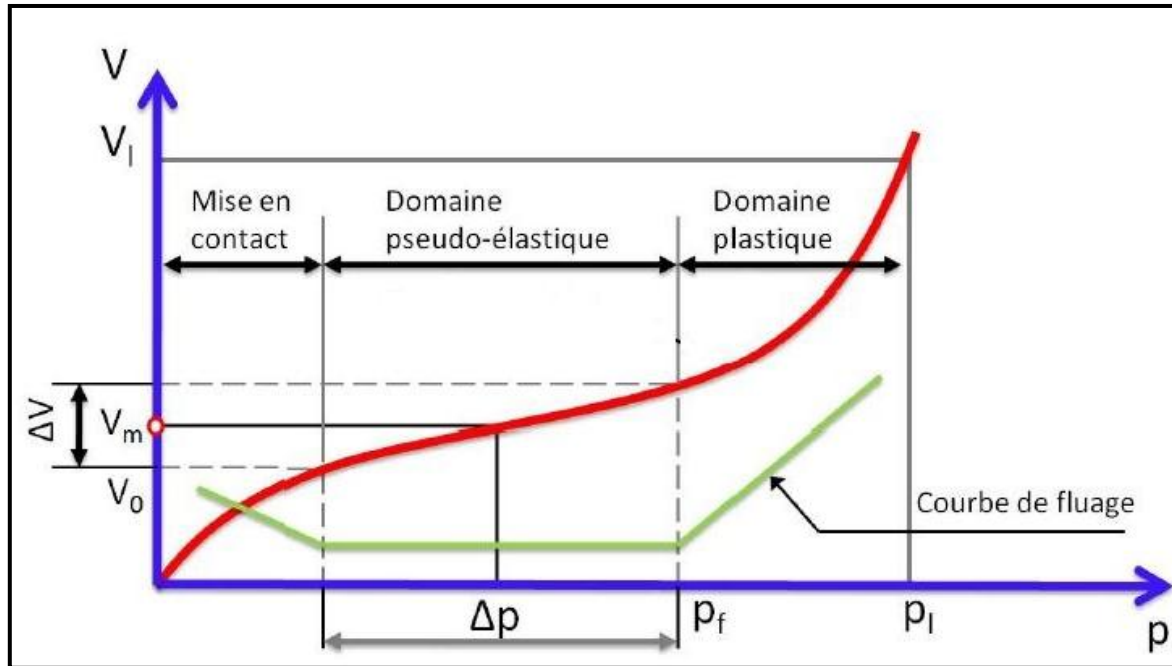


Figure.II.4 : courbe pressiométrique (Hassan, 2011).

La deuxième phase est la phase la plus importante. Au cours de cette évolution, le volume augmente progressivement en fonction de la pression exercée. Une relation linéaire entre la pression et le volume peut être trouvée. Dans cette partie de la courbe, on détermine le module de déformation pressiométrique EM .

$$EM = \frac{2(1+\nu)\left(VS + \frac{V_0+V_1}{2}\right)(P_1-P_0)}{(V_1-V_0)}$$

Avec :

- V_s : volume conventionnel de la cellule ;
- ν : est le coefficient de Poisson pris conventionnellement égal à 0,33 ;
- (P_0, V_0) et (P_1, V_1) : sont respectivement les points du début et la fin de la phase pseudo-élastique. Le module EM est exprimé en mégapascals (MPa).

II.2 ESSAI DE LABORATOIRE

II.2.1 Analyse granulométriques

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant un échantillon donné. Elle comprend deux opérations : le tamisage et la sédimentométrie. Dès lors la méthode utilisée dans cette manipulation est le tamisage.

Expression des résultats

Le Refus de chaque tamis sont pesés et notés : R_0

Pourcentage de refus cumulés sur chaque tamis, exprimé en (%), par la formule suivante :

$$(R_i / M_i) \times 100$$

Avec :

- M_i : Masse sèche en gramme ;
- R_i : Masse refus cumulés d'un tamis en gramme.

Pourcentage tamisats cumulés, exprimé en (%), par la formule suivante :

$$(1 - R_i / M_i) \times 100$$

L'essai permet d'obtenir une courbe granulométrique, dont l'axe des ordonnées, représente le pourcentage pondéral des tamisats cumulés ,tandis que l'axe des abscisses, représente la dimension des ouvertures des tamis, à échelle logarithmique.

II.2.2 Les limites d'Atterberg

L'aptitude d'un volume de sol de se tenir seul, est directement influencé par sa teneur en eau, qui par conséquence contrôle sa consistance.

En effet, en diminuant de façon progressive la teneur en eau, un sol fin passe en générale par trois états: état liquide, état plastique, état solide. L'état liquide est caractérisé par une cohésion très faible. Le sol présente l'aspect d'un fluide. À l'état solide, le sol présente une cohésion importante, cependant le comportement intermédiaire aura des propriétés plastiques.

L'agronome suédois *ATTERBERG* a proposé un mode opératoire permettant de définir avec précision les teneurs en eau limites pour qualifier ces différents états, ainsi d'estimer l'étendue du domaine de plasticité du sol.

- La limite de plasticité WP: qui sépare l'état plastique de l'état solide ;
- La limite de liquidité WL : qui sépare l'état plastique de l'état liquide ;
- Indice de plasticité IP: il donne l'étendue, en teneur en eau, de la plage de plasticité du sol.



Figure.II.5 : Appareil Casagrande.

Expression des résultats

La limite de liquidité WL : est la teneur en eau du matériau qui correspond à une fermeture de 1cm des lèvres de la rainure après 25 chocs. Elle est calculée à partir de la droite moyenne ajustée sur les coups de valeurs expérimentales (nombre des chocs, teneur en eau).

La limite de plasticité WP : est la teneur en eau conventionnelle, pour laquelle l'échantillon roulé sous forme d'un fuseau se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long où son diamètre atteint $3\text{mm} \pm 0.5$. Elle est calculée à partir de la moyenne des teneurs en eau obtenues à partir des deux pourcentages (Fig.II.6).

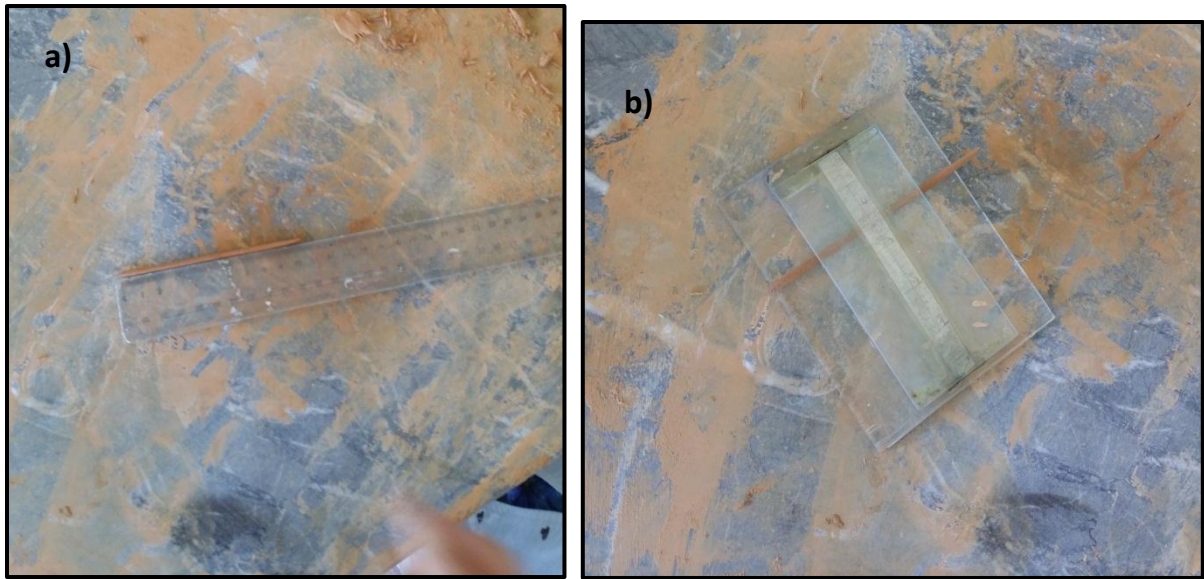


Figure II.6: Détermination de limite de plasticité.

a) Rouleau fissuré de 3.5 mm de diamètre. b) Rouleau fissuré de 10 cm de longueur.

L'indice de plasticité IP : Différence entre limite de liquidité et la limite de plasticité

$$IP = WL - WP$$

II.2.3 Valeur en bleu de méthylène

L'essai au bleu de méthylène, également appelé « essai au bleu », est un essai utilisé en géotechnique pour déterminer la propreté d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol. Le bleu de méthylène est en effet adsorbé préférentiellement par les différents types d'argiles présentes dans un échantillon donné et qui sont fortement sensible à ce dernier.

L'essai consiste à introduire dans un échantillon des quantités croissantes de bleu de méthylène, par doses successives jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées.

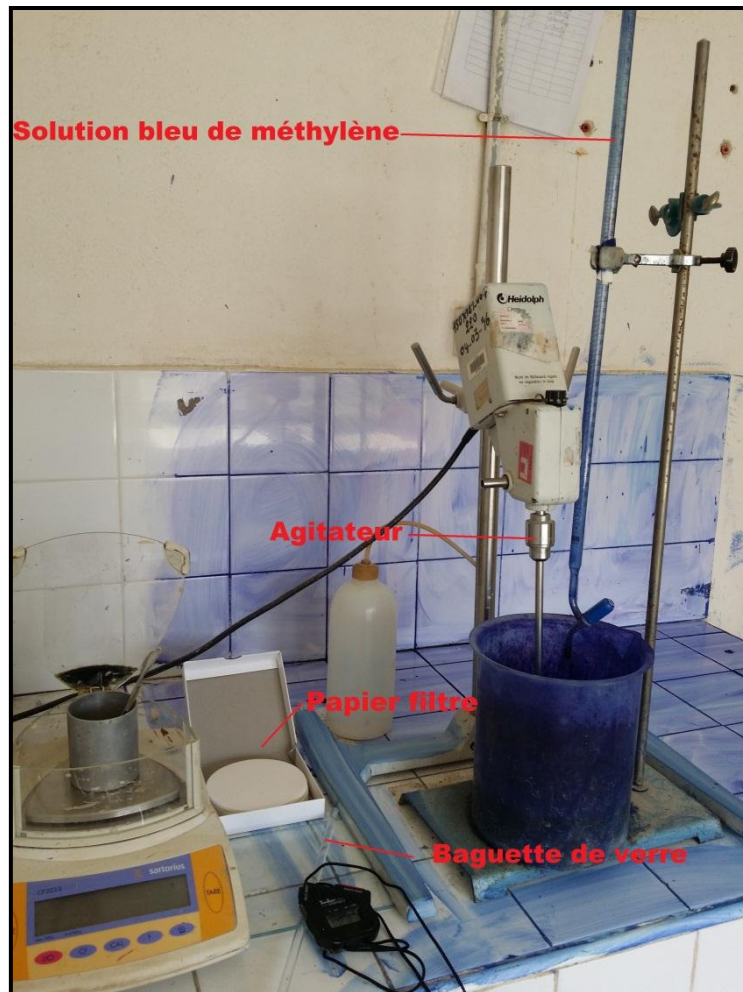


Figure II.7 : Appareillage de l'essai bleu de Méthylène.

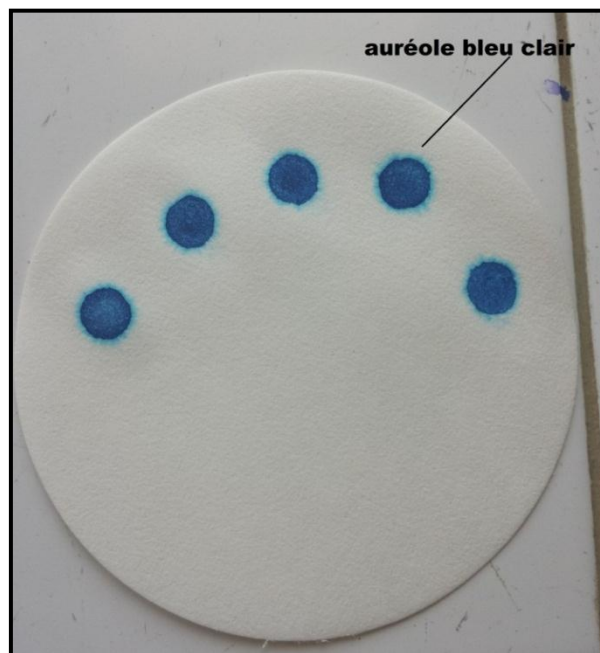


Figure II.8 : Tâche avec auréole bleu clair exprimant le teste positive de l'essai bleu de méthylène.

La validité du teste est exprimée à l'aide d'une goutte de prélèvement déposé sur un papier filtre et entourée d'une auréole bleu clair (Fig.II.8).

Expression des résultats

Masse sèche de la prise d'essai m_0 :

$$m_0 = \frac{m_1}{1 + \frac{W}{100}}$$

Avec :

- W: teneur en eau ;
- M1: masse humide de l'échantillon ;
- Masse de bleu.

$$B = V \times 0,01$$

Avec :

V : volume totale de solution de bleu ;

Pour les matériaux dont le D_{max} est inférieur à 5mm, l'expression du résultat est :

$$VBS = 1 + \frac{B}{m_0} \times 100$$

Pour les matériaux dont le D_{max} est supérieur à 5mm, l'expression du résultat est :

$$VBS = 1 + \frac{B}{m_0} \times C \times 100$$

VBS est exprimée sans unité

II.2.4 Essai de compressibilité par paliers à l'œdomètre

L'essai œdométrique, introduit au début du vingtième siècle dans la pratique de la mécanique des sols, est de loin l'essai le plus utilisé dans les études géotechniques de sols, vulnérables à une telle déformation, sous l'effet de plusieurs sollicitations ; c'est ainsi que cet essai permet de simuler le comportement mécanique d'un sol soumis à une augmentation de contraintes.

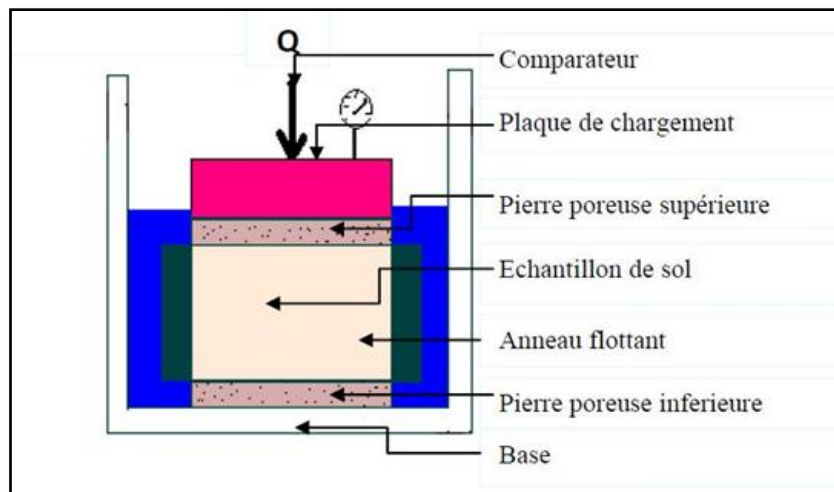


Figure II.9 : Coupe schématisé de la cellule oedométrique (Arabet, 2010).

En laboratoire, l'essai oedométrique traduit les conditions de déformation des sols ; on appliquant des charges sur un échantillon, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit dans l'anneau de l'oedomètre. Les pressions de ces charges sont transmises par l'intermédiaire d'un piston, lié directement à l'échantillon.

Les charges appliquées sont verticales (les déformations latérales étant empêchées), la cellule oedométrique (Fig.II.9), étant drainée du haut en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

Les charges sont effectués d'une manière progressive : on applique une charge, on mesure la déformation jusqu'à ce qu'elle se stabilise, puis on applique une charge plus forte et l'on recommence les observations, etc (Fig.II.10).

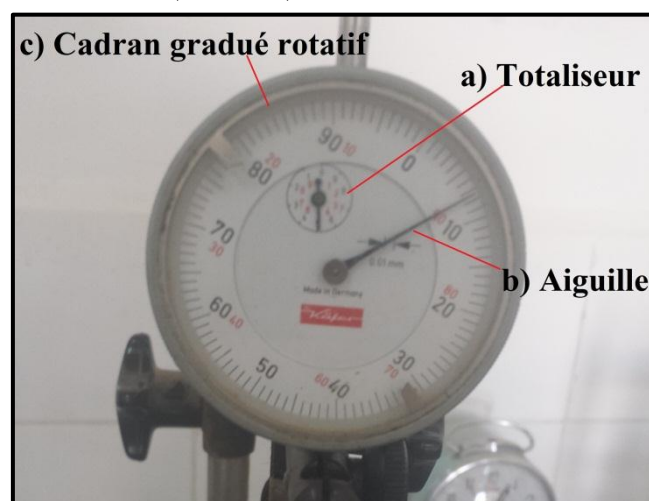


Figure II.10: Comparateur de mesure.

- a) Indique le nombre de tours effectués par l'aiguille, chaque tour d'aiguille exprime 1mm.
- c) Lecture de graduation 0.01mm.

L'œdomètre usage repose sur le mode de chargement par poids, cependant les autres systèmes de la mise en charges (pneumatiques et hydrauliques) ne sont pas réalisés dans ce mémoire (FigII.11).



Figure II.11 : Appareillage de l'essai de compressibilité par palier à l'œdomètre.

Expression des résultats

La courbe de compressibilité oedométrique est la courbe continue qui relie les points expérimentaux d'une mesure réalisée conventionnellement, représentés dans le diagramme $(e, \log \sigma)$ en échelle semi-logarithmique, e étant l'indice des vides de l'éprouvette à la fin du palier de chargement sous σ (Fig.II.12).

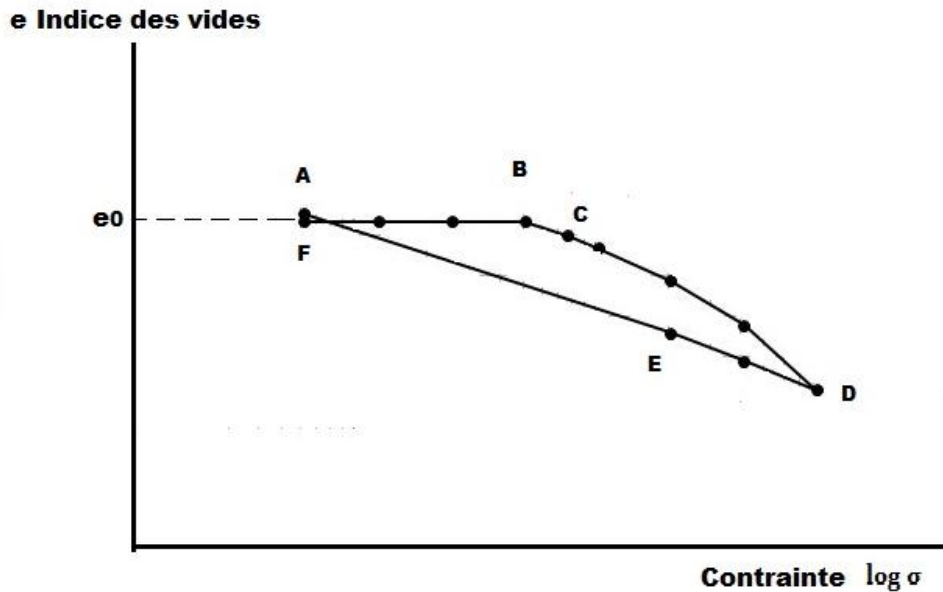


Figure II.12 : Courbe de compressibilité oedométrique.

Calcul de l'indice de vide :

$$e = \frac{H - Sp - h_p}{h_p}$$

Avec :

- H : hauteur initial de l'échantillon pris conventionnellement égale à 2 cm ;
- Sp : Valeur de tassement, exprimé en (cm) ;
- Hp : Hauteur des pleins, exprimés en (cm).

$$h_p = \frac{M_s}{\rho_s \cdot S}$$

Avec :

- M_s : masse du sol sec, obtenu par étuvage en de l'éprouvette en fin de l'essai ;
- ρ_s : masse volumique des grains solides, prise conventionnellement égale à 2,7 g/cm³ ;
- S : section de l'éprouvette

La courbe de compressibilité oedométrique, permet de déterminer quelques paramètres mécaniques du sol liés à la compressibilité ; indice de compression Cc et indice de gonflement Cg. Ces paramètres sont déterminés graphiquement sur la courbe de compressibilité.

Indice de compression Cc ; on appelle indice de compressibilité Cc la pente de partie CD de la courbe de compressibilité oedométrique (Fig.II.12), Il est sans dimension, soit :

$$Cc = \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \quad \Leftrightarrow \quad Cc = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'}{\sigma_i}}$$

Avec :

- Δe : La variation de l'indice de vide ;
- $\Delta(\log \sigma')$: La variation de la contrainte.

Indice de gonflement C_g ; est la pente de la portion déchargement de la courbe de compressibilité ($e - \log \sigma'$), partie EF (fig.II.12). Il est sans dimension, soit :

$$C_g = \frac{e_i - e}{\log \sigma' - \log \sigma_i} \quad \Leftrightarrow \quad C_g = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'}{\sigma_i}}$$

Avec :

Δe : La variation de l'indice de vide

$\Delta(\log \sigma')$: La variation de la contrainte.

II.2.5 Essai de cisaillement rectiligne

L'essai a pour objectif de mesurer au laboratoire des caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol placé dans la boîte de cisaillement constituée de deux demi boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. L'essai consiste à :

-Consolider l'éprouvette de section (s) dans une première phase en appliquant sur la face supérieure un effort vertical constant maintenu pendant tout l'essai. La phase de consolidation permet de calculer la vitesse à laquelle doit être cisailé l'échantillon, celle-ci est achevée lorsque les lectures sur le comparateur exprimé en (mm) se stabilisent.

-Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans celle-ci selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes, l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante ;

-Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

En fait ,l'essai s'effectue sur trois éprouvettes contenant le même échantillon, préparées dans les mêmes conditions, cisailées ultérieurement à la même vitesse, mais soumises à des efforts verticaux différents depuis la phase de consolidation jusqu'à la fin de cisaillement.

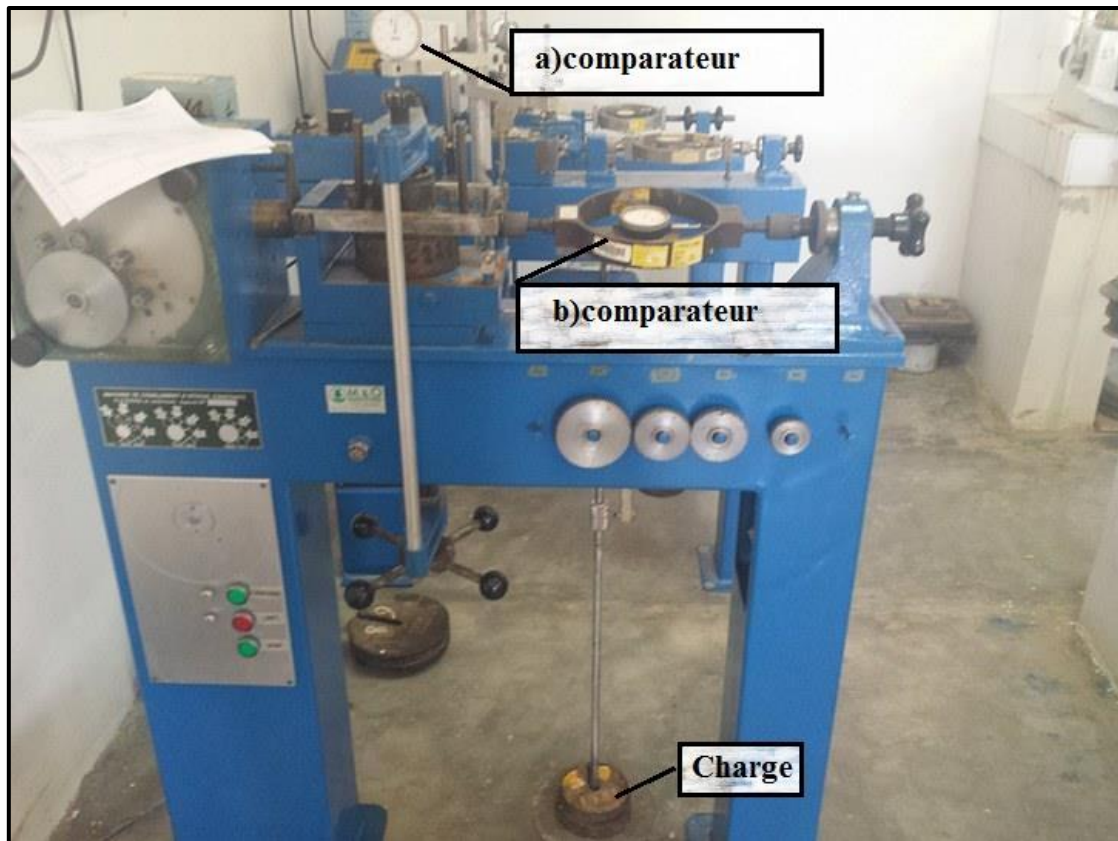


Figure II.13 : Machine de cisaillement rectiligne.

a) Lecture de déplacement verticale.

b) Lecture de la force cisailante.

Expression des résultats

La détermination des paramètres mécaniques des sols s'obtient en traçant les droites dite de Coulomb (courbes intrinsèques) dans un repère orthonormé qui présente, en abscisses les contraintes verticales (σ_i) et en ordonnées les contraintes de cisaillements maximales (τ_{imax}), sachant que :

$$\sigma = N/A \text{ et } \tau = T/A$$

Avec :

N : effort de compression normale (vertical)

T : effort horizontal de cisaillement

A : surface de l'échantillon

Les pentes de ces droites représentent les tangentes des angles de frottement internes ϕ d'une part, d'autre part, les cohésions C s'obtiennent par l'intersection de ces droites avec l'axe des ordonnées (Fig.II.14).

La courbe de résistance au cisaillement est ainsi décrite par deux paramètres ; l'angle de frottement ϕ et la cohésion C.

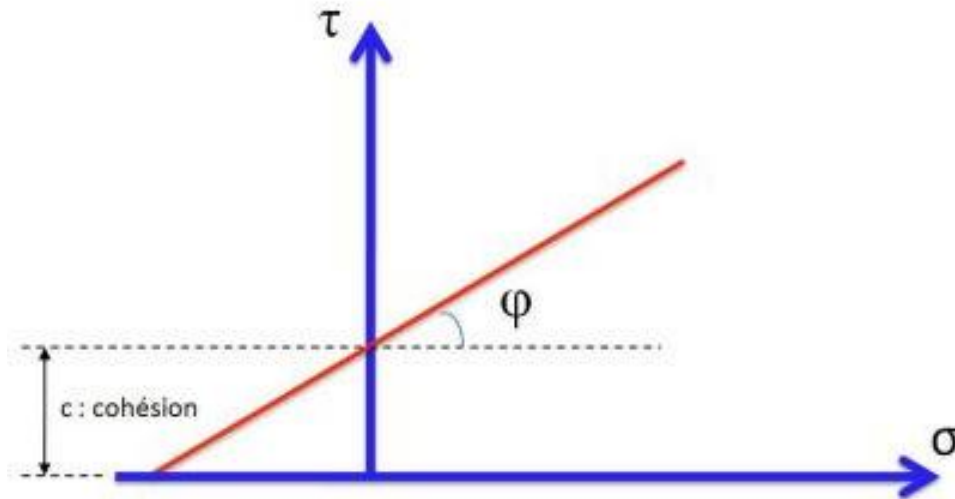


Figure II.14: Droite Coulomb de l'essai de cisaillement rectiligne (Hassan 2010).

II.2.6 L'essai Proctor

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

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, un échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage. Il est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. Les caractéristiques de compactage d'un matériau sont déterminées en fonction du type d'essai Proctor (Proctor normal ou Proctor modifié). Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules les paramètres du compactage diffèrent (le nombre de coups, la hauteur de chute...etc.).

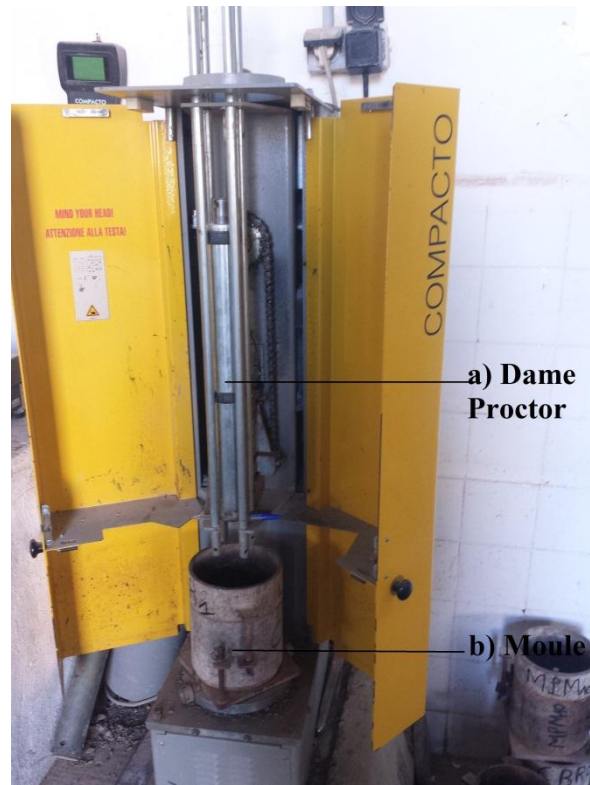


Figure II.15: Machine de compactage pour l'essai Proctor.

a) Compacte l'échantillon b) Comporte l'échantillon

Expression des résultats

Les résultats sont portés sur un graphique et la courbe joignant au mieux les points obtenus passe par un maximum qui correspond à l'optimum Proctor. L'abscisse du maximum de cette courbe représente la teneur en eau optimale (W_{opt}) et son ordonnée ; la densité sèche optimum (ρ_{opt}).

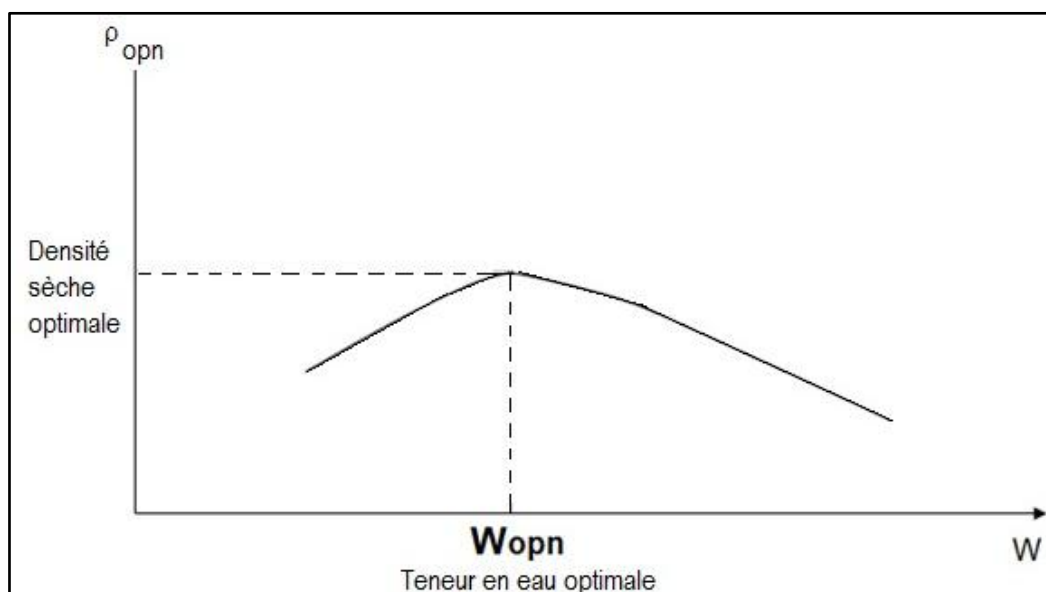


Figure II.16 : Courbe Proctor.

II.2.7 ESSAI C.B.R (CALIFORNIA BEARING RATIO)

L'objectif de cet essai est de calculer un indice (indice CBR), qui permet de déterminer la portance des sols dans les ouvrages routiers en estimant sa résistance au poinçonnement. Il consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique en acier pour le faire pénétrer à vitesse constante (1.27mm/min) dans une éprouvette de matériau. L'essai est ainsi réalisé sur un échantillon auquel sont appliqués les différents énergies de compaction et à sa teneur en eau à l'optimal Proctor.

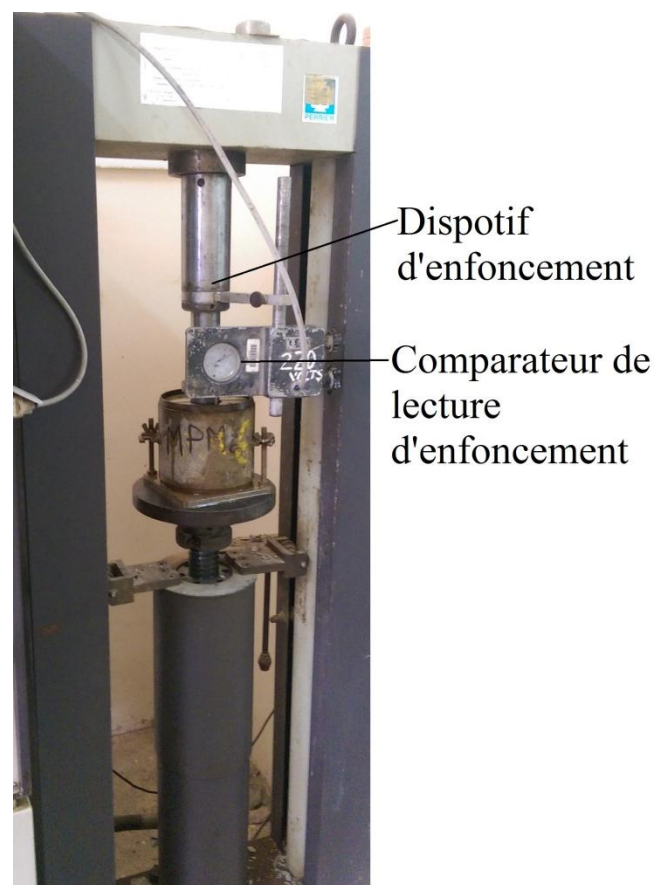


Figure II.17 : Machine de poinçonnement à la presse CBR.

Expression des résultats

$$I1 = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm (KN)}}{19.93} \times 100$$

$$I2 = \frac{\text{Effort de pénétration à 2,5 mm (KN)}}{13,35 \text{ KN}} \times 100$$

L'indice recherché est par convention la plus grande des deux valeurs : max (I1, I2)



Introduction

Afin d'analyser les résultats obtenus, l'approche adoptée dans cette étude expérimentale consiste dans un premier temps à la détermination de l'état des sols étudiés à l'aide des essais in situ et des essais d'identification tels que la granulométrie, les limites d'Atterberg et l'essai au bleu de méthylène, ainsi qu'à la détermination des caractéristiques mécaniques des sols par la méthode de compressibilité par palier à l'odomètre et l'essai de cisaillement rectiligne.

III.1 CHOIX DES SITES ETUDIES ET ECHANTILLONNAGE

III.1.1 Choix des sites étudiés

Le choix des sites étudiés a été proposé par Le Laboratoire Public d'Essai et d'Etude « LPEE CTR-Fès-Meknès », étant donné que ce site met en vigueur deux problématiques sur l'étude des sols, d'une part les sols exposés aux terrassements qui mettent en évidence une gamme assez large des essais géotechniques mécaniques et d'identification et d'une autre part le sol constituant la plateforme de la chaussée qui mettent à leur tour des essais géotechniques routiers.

III.1.2 Échantillonnage

Un sondage carotté exécuté au Jbel Bou Rdim a donné lieu à des prélèvements d'échantillons intacts et paraffinés, qui ont fait l'objet d'essai de laboratoire en vue de déterminer leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

III.2 ANALYSES DES ECHANTILLONS

III.2.1 Analyses des échantillons de talus

III.2.1.1 Pressiomètre

Selon les résultats obtenus à partir du sondage pressiométrique S.P 111, on trace les courbes d'expansion pressiométrique et les courbes de fluages pour des profondeurs différentes respectivement 1.50 m, 3.00 m et 6.00 m.

¹Ont été aimablement fournis par L.P.E.E (2017)

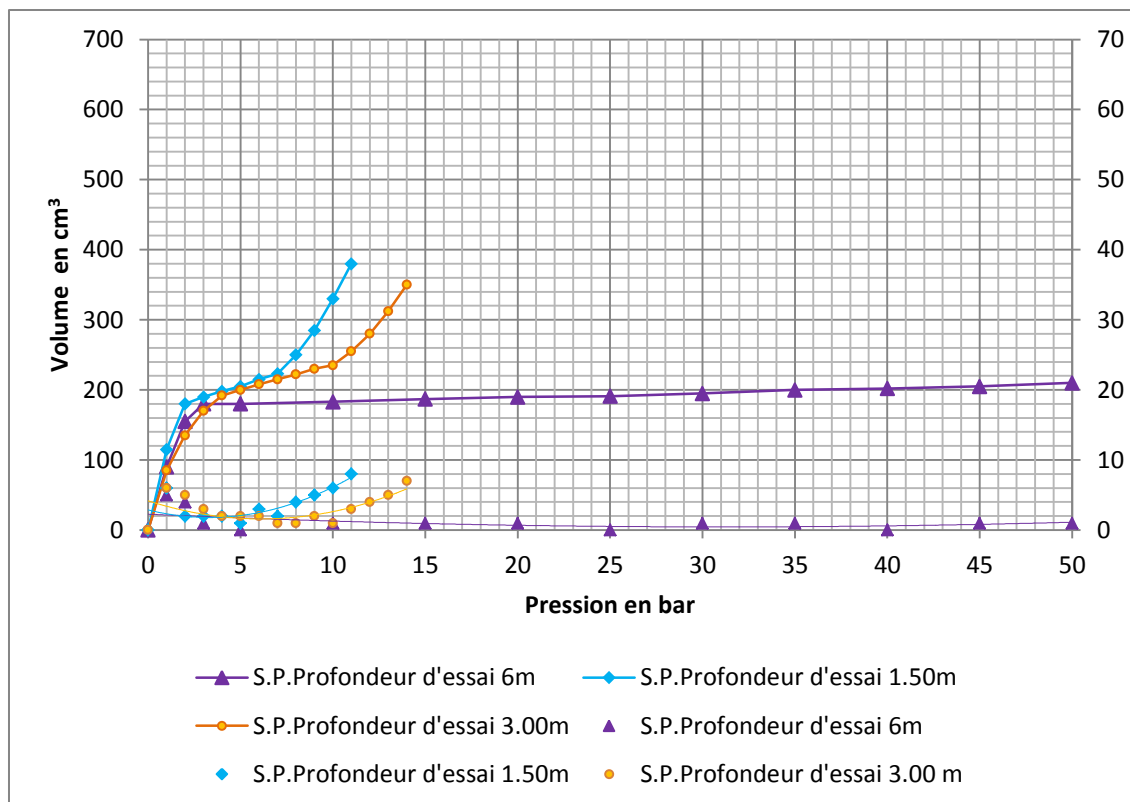


Figure III.1 : Les courbes pressiométriques.

Les deux principales grandeurs déduites des courbes pressiométriques sont récapitulées dans le tableau III.1:

Tableau III.1 : Résultats de l'essai pressiométrique

	Pression de fluage <i>Pf(bars)</i>	Module Pressiométrique <i>EM(MPa)</i>
S.P.11 Profondeur d'essai (1.50 m)	7	23,12
S.P.11 Profondeur d'essai (3,00 m)	10	28,18
S.P.11 Profondeur d'essai (6.00 m)	≥50	≥308,78

Les courbes pressiométriques montrent des allures différentes particulièrement pour celles qui correspondent à la profondeur de 6m.

Le module pressiométrique, calculé à partir de la courbe d'essai, est plus élevé en profondeur, ceci traduit que le sol réagit différemment à l'expansion de la sonde. En surface, la déformation de ce dernier est obtenue par application de faibles pressions (7 bars à 1,5m et 10 bars à 3m). Par ailleurs, les zones profondes montrent un sol résistant, notant qu'à 6m de profondeur, même à une pression de 50 bars, le sol résiste à l'expansion de la cellule de mesure.

III.2.1.2 Analyse granulométrique

D'après les résultats obtenus à partir de l'analyse granulométrique, l'allure de la courbe granulométrique des échantillons (2) et (3) est serrée, relativement à l'échantillon (1) qui présente une allure plus étalée et donc une granulométrie continue (Fig.III.2).

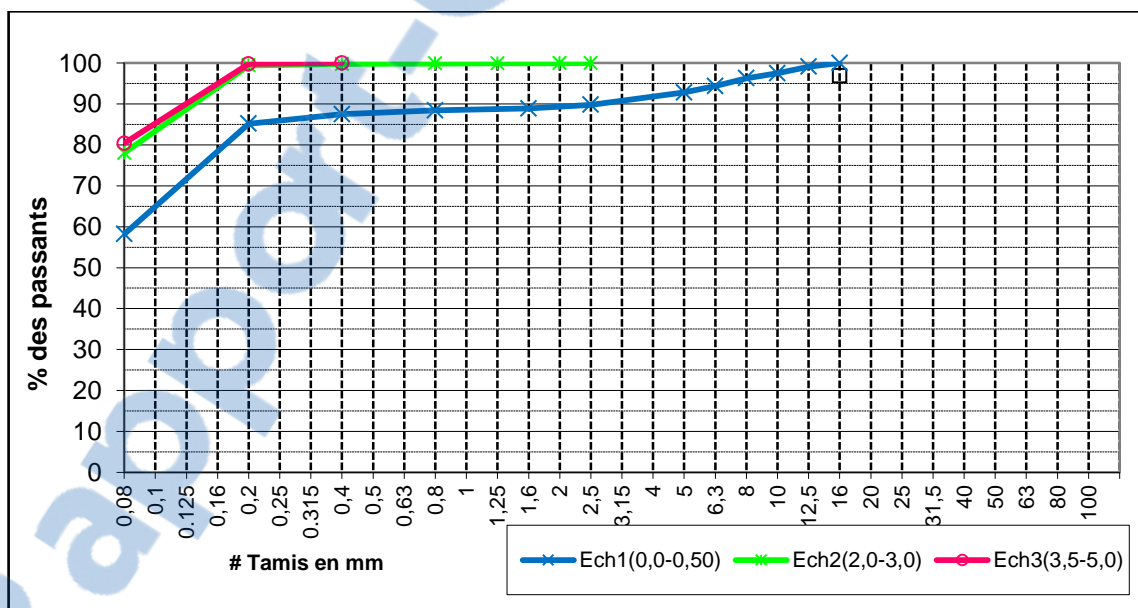


Figure III.2 : Représentation graphique des résultats d'analyse granulométrique

En outre, on constate que la coupure granulométrique à 0,080 mm, montre une proportion notable des particules fines (tamisât > 35%), notamment pour l'échantillon 2 et 3 qui sont caractérisés par une fraction fine prédominante. De ce fait, ces sols sont des sols fins, au sens de la classification R.T.R., 1976 (Recommandations pour les Terrassements Routiers).

III.2.1.3 Les limites d'Atterberg

Les mesures des limites d'Atterberg conduisent aux valeurs portées sur le tableau III.2 récapitulatif :

Tableau III.2 : Résultats de l'essai des limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg	Ech1 (0,0/0,50m)	Ech2 (2,0/3,0m)	Ech3 (3,5/5.0m)
limite de liquidité WL	52,4	53,8	56,2
Limite de plasticité WP	24,4	18,8	25,2
Indice de plasticité IP	28	35	31

Les valeurs de l'indice de plasticité des sols (2) et (3) sont élevées, relativement à l'échantillon de surface, ce qui montre la sensibilité de ces derniers aux variations de la teneur en eau. Aussi, les valeurs de limite de liquidité croient progressivement en fonction de la profondeur (Fig.III.3)

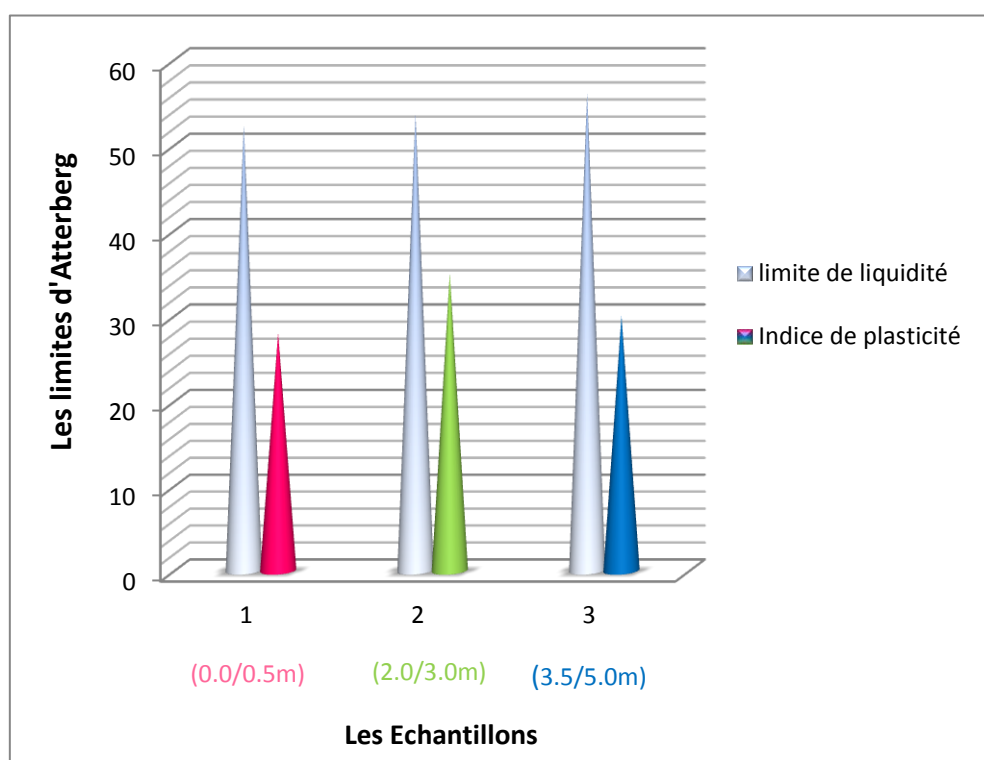


Figure III.3: Graphiques regroupant les résultats des limites d'Atterberg

La plasticité est étudiée en utilisant l'abaque de plasticité (*Abaque de Casagrande*) présentée dans la figure III.4. Cet abaque montre que les trois échantillons étudiés sont très plastiques.

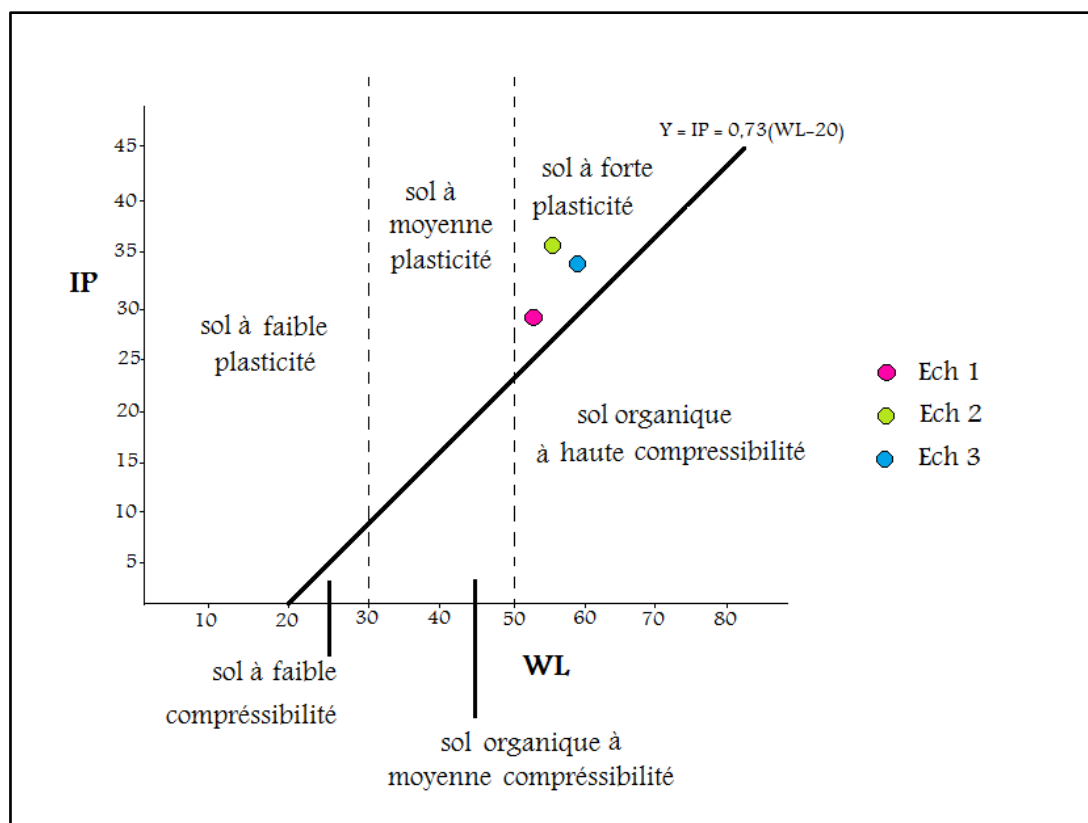


Figure III.4: Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande.

III.2.1.4 Essai de compressibilité à l'œdomètre par palier

Le tableau III.3, présente les valeurs obtenues à partir de l'essai de compressibilité par palier à l'œdomètre :

Tableau III.3 : Résultats des essais de compressibilité à l'œdomètre par palier

Ech 1(0,0/0,5m)		Ech 2 (2,0/3,0m)		Ech 3(3,5/5,0m)	
Contrainte (Kg/cm ²)	Indice des vides	Contrainte (Kg/cm ²)	Indice des vides	Contrainte (Kg/cm ²)	Indice des vides
0,067	0,807	0,069	0,778	0,067	0,540
0,112	0,807	0,132	0,778	0,112	0,540
0,256	0,801	0,261	0,775	0,261	0,540
0,511	0,790	0,517	0,767	0,517	0,540
1,029	0,767	1,029	0,746	1,030	0,531
2,028	0,733	2,055	0,713	2,054	0,516
4,108	0,685	4,108	0,670	4,108	0,495
8,205	0,581	8,205	0,633	8,205	0,468
4,108	0,633	4,108	0,650	4,108	0,478
2,055	0,649	2,055	0,676	2,054	0,494
0,067	0,708	0,069	0,731	0,067	0,557

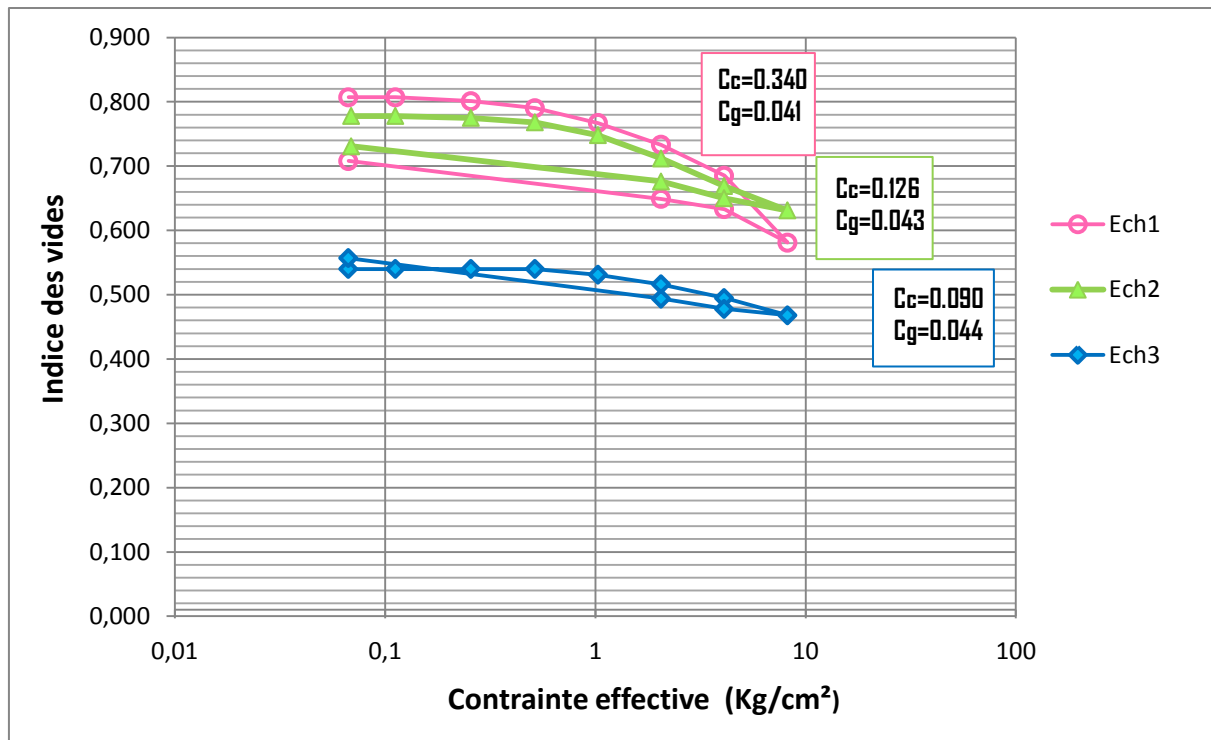


Figure III.5: Graphe regroupant les courbes de compressibilité à l'œdomètre par palier.

D'après la figure ci-après, l'allure de la courbe de compressibilité œdométrique de l'échantillon (3), présente un changement de courbure peu variable, ceci se traduit par une légère variation de l'indice de vide, tandis que les échantillons (1) et (2) enregistrent une déformation plus importante, notamment pour l'échantillon (1) pour laquelle la variation de l'indice des vides est plus significative, voir un écart de 20% au cours de la phase déchargement.

Les valeurs de gonflement (C_g), restent dans l'ensemble peu variables avec un gonflement sensible dans le cas des échantillons (2) et (3), qui présentent des valeurs à peu près analogue. Il a été constaté en outre que les échantillons (2) et (3), sont faiblement compressibles, comparativement à l'échantillon (1) qui présente un comportement plus compressible.

III.2.1.5 Essai de cisaillement rectiligne

Les résultats obtenus aux différents essais de cisaillement sont représentés sous forme de droites intrinsèques, à partir desquelles on détermine les propriétés de résistance au cisaillement (angle de frottement et cohésion) (Fig.III.6). Les résultats sont ainsi récapitulés dans le tableau III.5.

Tableau III.4 : Résultats de l'essai de cisaillement rectiligne.

les échantillons		contrainte normale σ (KPa)	contrainte de cisaillement τ (KPa)
Ech1 (0,0/0,5m)	éprouvette 1	53,2	44,51
	éprouvette 2	104,6	73,97
	éprouvette 3	210,8	134,3
Ech2 (2,0/3,0m)	éprouvette 1	53,2	34,6
	éprouvette 2	104,6	60,9
	éprouvette 3	210,8	100,32
Ech3 (3,5/5,0m)	éprouvette 1	53,2	54,36
	éprouvette 2	104,6	83,81
	éprouvette 3	210,8	141,39

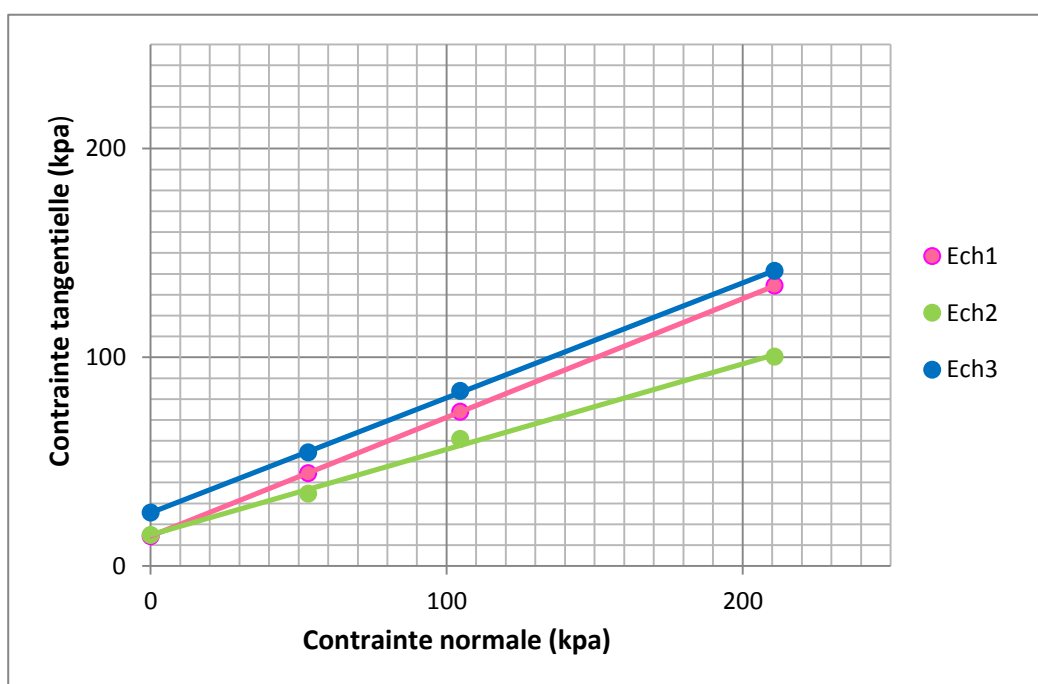


Figure III.6 : Courbes de cisaillement.

Tableau III.5 : Cohésion et angle de frottement des trois échantillons

Les échantillons	Angle de frottement φ (°)	Cohésion C' (Kpa)
Ech1 (0,0/0,50m)	30	14
Ech2 (2,0/3,0m)	23	15
Ech3 (3,5/5,0m)	29	26

Il en ressort des résultats obtenus des essais de cisaillement que les valeurs de la cohésion augmentent régulièrement en fonction de la profondeur traduisant ainsi l'augmentation de la résistance du sol au cisaillement . Par ailleurs, celles de l'angle de frottement varient indépendamment, dont la valeur la plus significative est celle de l'échantillon de surface (30°).

III.2.2 ANALYSE DE L'ÉCHANTILLON DE PLATEFORME

III.2.2.1 Analyse granulométrique

On présente ci-après une courbe illustrant les résultats escomptés de l'essai d'analyse granulométrique :

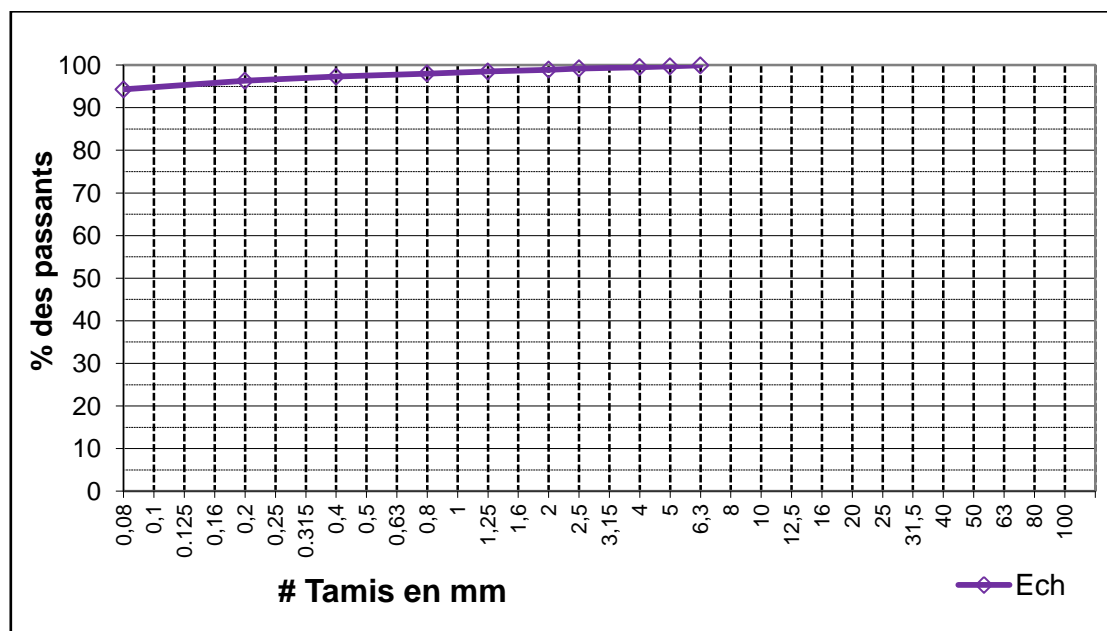


Figure III.7 : Résultat de l'analyse granulométrique de l'échantillon de plateforme.

D'après les résultats obtenus à partir de l'analyse granulométrique, on constate que plus de 35% des éléments ont un diamètre inférieur à 0.08mm, (tamisât à 0.08mm=94.3%), ce qui révèle l'abondance de la fraction fine. De ce fait l'échantillon étudié est un sol fin, selon la classification G.T.R., 1992(Guille des Terrassements Routiers).

III.2.2.2 Les limites d'Atterberg

Les mesures des limites d'Atterberg conduisent aux valeurs portées sur le tableau récapitulatif ci-dessous :

Tableau III.6 : Résultats de l'essai des limites d'Atterberg.

Les limites d'Atterberg	Échantillon
limite de plasticité WP	27
limite de liquidité WL	64
Indice de plasticité IP	37

À partir des résultats obtenus, le couple des valeurs (WL, IP), place l'échantillon étudié dans la zone des sols à très forte plasticité.

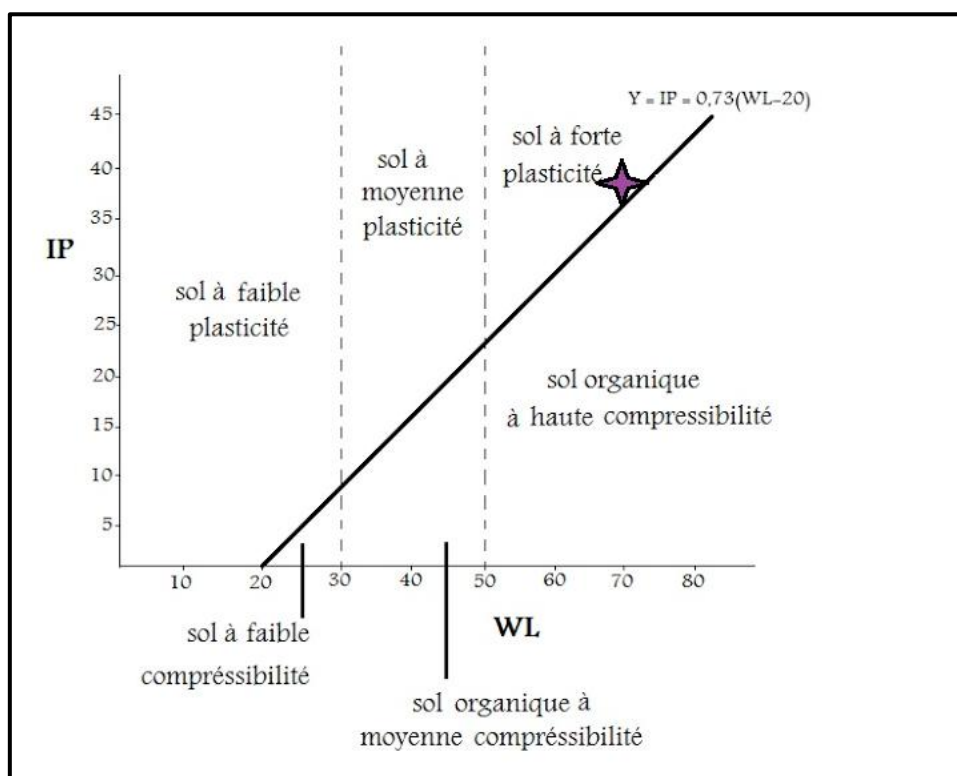


Figure III.8 : Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande

III.2.2.3 Valeur en Bleu de méthylène

Tableau III.6 : Résultats de l'essai bleu au méthylène

	Masse sèche prise d'essai (g)	Volume de Bleu à méthylène (cm ³)	Valeur de bleu de méthylène VBS
Échantillon	30,6	230	7,51

La valeur de bleu de méthylène montre qu'il s'agit d'un sol sensible à l'eau, selon de la classification GTR(1992).

III.2.2.4 Essai Proctor Modifié

Le résultat de l'essai Proctor sont reportés sur le tableau III.7 suivant :

Tableau III.7 : Résultats de l'essai Proctor

Densité sèche (T/m ³)	Teneur en eau ω%
1,75	11,4
1,80	13,3
1,82	15,2
1,80	17,1
1,74	19,0

D'après les résultats obtenus à partir de l'essai Proctor modifié, les valeurs de la densité sèche augmentent de 1.75 T/m³ à 1.82 T/m³, pour une teneur en eau inférieure à 15.2%. Par ailleurs, les densités sèches diminuent pour des teneurs en eaux supérieur à 15.2%. On constate dès lors, que 1.82 T/m³, est la valeur optimale que doit atteindre ce sol pour un meilleur compactage.

À la suite du tracé de la courbe Proctor, le pic de celle-ci correspond aux couples (ρ_{opt} , ω_{opt}) dont la densité sèche optimale obtenue est de l'ordre de 1.82 T/m³, correspond à une teneur en eau maximale de l'ordre de 15.2%.

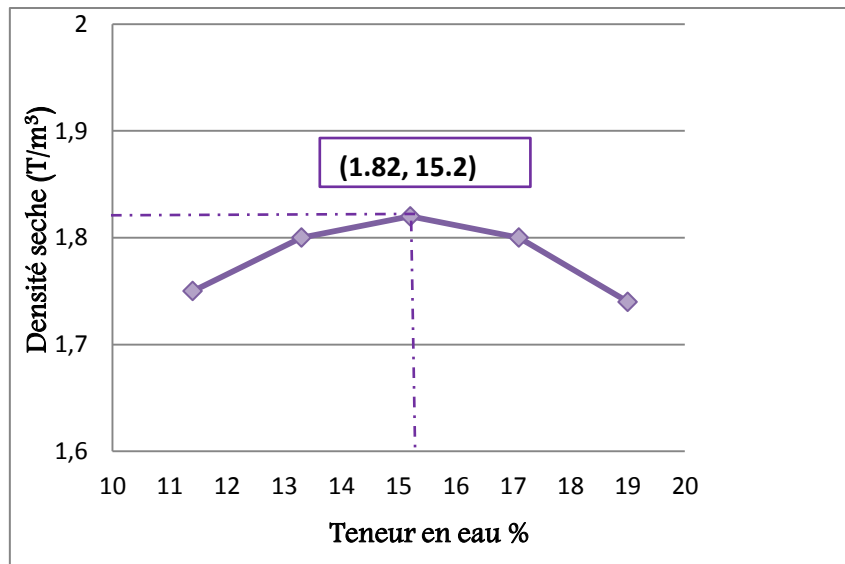


Figure III.9 : Courbe Proctor de l'échantillon de plateforme

III.2.2.5 Essai C.B.R. (California Bearing Ratio)

Les résultats de l'essai CBR modifié est relaté sur le tableau III 10 suivant :

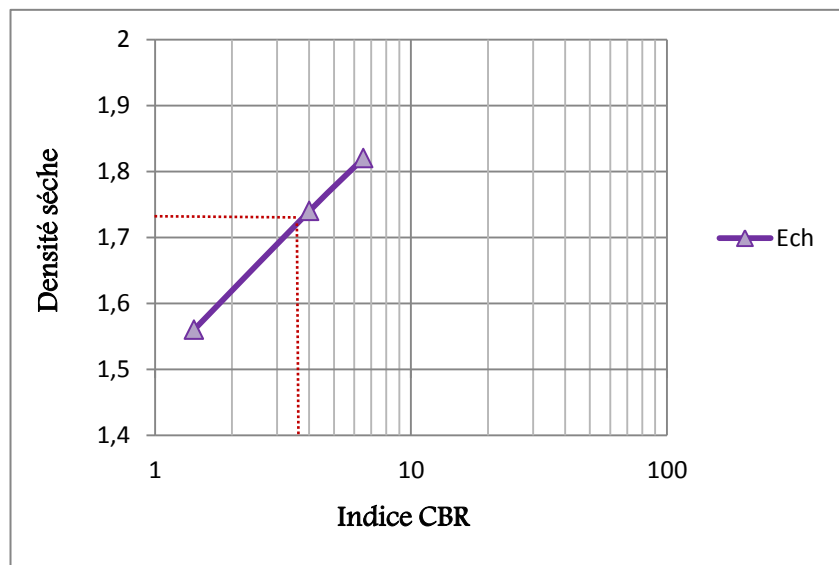


Figure III.10 : Indice C.B.R de l'échantillon de la plateforme

L'indice CBR pris en compte pour l'étude de dimensionnement de corps de chaussés obtenus est d'environ 3 comme le montre le graphique de la figure III.10. En se référant à la classification basée sur la portance du sol C.S.T.C (Catalogue Structure Type Chaussée neuve) (1991), la plateforme est classée de faible portance.

III.3 INTERPRETATIONS DES RESULTATS

Les caractéristiques déduites des essais d'identification ont permis de classer les échantillons dans des sols fins à forte plasticité. Ces résultats traduisent ainsi les fortes sensibilités des sols à l'eau, notamment aux effets de gonflement par humification ou retrait par dessiccation.

Il en est de même que la sensibilité des sols à l'eau, induit des variations de volume et de résistance du sol, ceci se traduit par les valeurs d'indice de gonflements obtenus au cours de la phase de déchargement à l'aide de l'essai œdométrique par palier. Ces valeurs semblent dans l'ensemble élevées et combinent étroitement avec la classification proposée par (Dakshanamurphy et Raman, 1973), qui confirme que ces sols possèdent un potentiel de gonflement élevé.

Par ailleurs, la compressibilité des échantillons étudiés a été évalué selon l'indice de compressibilité (C_c), qui présente des valeurs variables, dont la forte compressibilité ($C_c = 0.34$) correspond au sol de surface. Ce comportement peut être interpréter par le volume élevé des vides (macroporosité), présent dans ce sol, ce qui lui confère un caractère tassant dès qu'il est soumis à des sollicitations intenses.

En outre, on constate à partir de l'essai de cisaillement rectiligne deux paramètres qui caractérisent le comportement mécanique des sols à savoir l'angle de frottement et la cohésion. En ce qui concerne l'angle de frottement, sa variation spatiale le long du profil du sol est inhabituelle (30° en surface et 29° en profondeur), sachant que sa valeur est supposée diminuer en profondeur.

De ce fait, il est fort probable que l'angle de frottement élevé est dû à la présence d'une fraction sableuse, génératrice de frottement, assez abondante (Boussaid, 2005). Ceci est confirmé d'une part par l'analyse granulométrique et d'autre part, par la prospection de terrain qui a révélé que ce sol reçoit les détriments de grès, essentiellement sableux.

L'érosion en surface permet la désagrégation mécanique et chimique du sol, d'où la formation du sable (altération des grès). La fissuration liée aux déformations permet la migration de la fraction sableuse vers les zones profondes, ce qui explique la valeur élevée de l'angle de frottement dans la partie profonde du sol.

Par ailleurs, la cohésion augmente d'avantage dans les milieux plus profonds, dénotant ainsi un sol plus compact et résistant vers les profondeurs, étant donné que ce dernier est peu influencé par les agents atmosphériques. De même, les valeurs de la pression de fluage et celles du module pressiométrique confirment la présence d'un sol fortement altéré en surface.

En période de forte précipitations, la pression interstitielle du sol augmente significativement jusqu'à sursaturation. Les eaux en excès s'infiltrent dans la partie altérée perméable et s'accumule vers les profondeurs au contact de la marne compact ($P_f \geq 50 \text{ bar}$).

La contribution d'une pente raide au cours des travaux de déblaiement, des surcharges des massifs rocheux en amont du versant Bou Rdim, ainsi que le surplus des eaux va entraîner une augmentation significative du poids de la tranche altérée. Une fois le poids dépasse la résistance du sol à la rupture, un déséquilibre du massif survient et peut par conséquence engendrer un glissement de terrain.

L'étude géotechnique du sol de plateforme montre qu'il s'agit d'un sol très peu portant et sensible à l'eau, placé au niveau de la zone A3 au sens des classifications GTR. Ceci confirme l'identification visuelle faite sur place. Le dimensionnement de la structure de chaussée neuve est déterminé au moyen de catalogue des structures types de chaussée neuve C.S.T.C (1991).

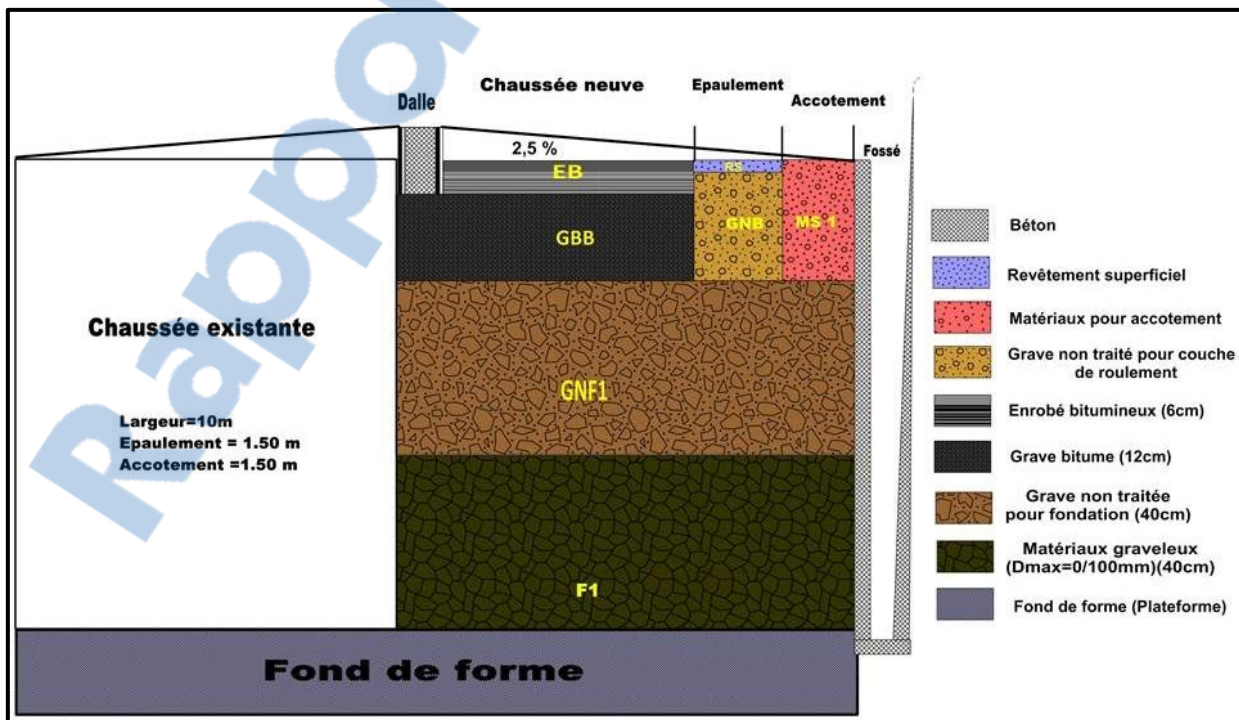


Figure III.11 : Structure de chaussée neuve le long de la section d'étude au moyen de catalogue des structures types de chaussée neuve C.S.T.C (1991).

A decorative scroll graphic with a black outline. The left side is a vertical strip with a color gradient from white at the top to blue and then red at the bottom. The right side is a vertical strip with a white-to-blue gradient. The top corners are rolled up like a scroll.

CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DU VERSANT

INTRODUCTION

La stabilité de l'ouvrage nécessite outre l'étude de sol, une modélisation numérique afin d'évaluer d'une manière percutante la stabilité du versant et par conséquence assurer la sécurité du tronçon lors de sa mise en œuvre.

La modélisation numérique met en corrélation outre le comportement géotechnique des sols, un ensemble de facteurs tels que la géométrie de la pente, la position des sols (multicouches), le rôle de l'eau ...etc. Ceci permet de bien cerner leurs comportements dans l'évaluation de la stabilité du versant.

Dès lors, nous avons utilisé, dans cette étude, le logiciel Slide 6.0, ce choix a été fait grâce à sa performance du fait qu'il se prête bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes et permettant ainsi une meilleur gestion des aléas naturel.

Dans ce chapitre on va travailler sur deux parties à l'aide de logiciel Slide 6.0 :

- La première partie consiste à déterminer la valeur de coefficient de sécurité.
- La deuxième partie traite l'effet de confortement par clouage sur la stabilité de talus.

IV.1 PRESENTATION GENERALE DU LOGICIEL SLIDE 6.0

Slide 6.0 est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes de l'instabilité des pentes, en calculant le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques. Ces méthodes donnent par l'intermédiaire de ce dernier, une idée de l'état d'équilibre ou de déséquilibre d'une pente.

Le coefficient de sécurité F est défini par l'expression suivante :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

dans laquelle τ_{max} désigne la résistance au cisaillement du sol ($\tau_{max} = C + \sigma \tan \phi$) où C est la cohésion, ϕ l'angle de frottement interne et σ contrainte normal. τ est la contrainte tangentielle de cisaillement effectivement mobilisée le long de la courbe de rupture. Si $F < 1$, l'instabilité est quasi inévitable ; si $F > 1,5$, la stabilité est toujours assurée.

Les méthodes classiques pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes sont très diversifiées, reposent sur le principe conventionnel des tranches ; il s'agit en fait d'un découpage d'une masse de sol instable (zone de glissement) ou supposée en mouvement en tranches verticales successives (Fig.IV.1).

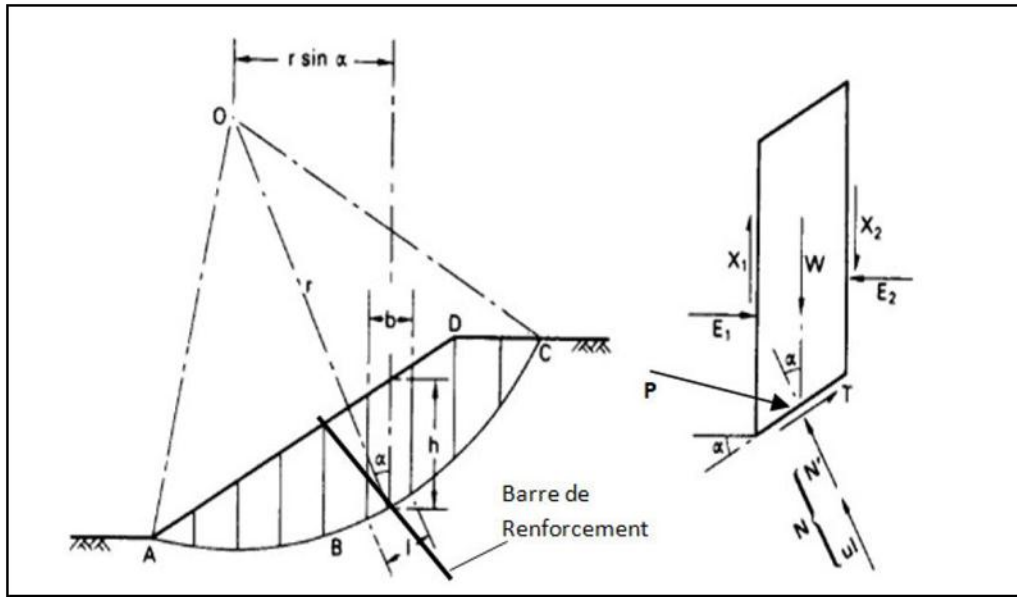


Figure IV.1: Présentation du schéma de calcul d'un talus en tranches (Fadhel, 2014)

En fait, il existe plusieurs méthodes sur lequel se base le logiciel Slide 6.0, (Fig.IV.2) pour calculer le coefficient de sécurité. Nous pouvons citer ici, sans tenter d'en faire une description exhaustive :

- Méthode de (Spencer, 1967) : qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces intertranches ;
- Méthode complète de (Janbu, 1968) : qui suppose que le point d'application de chaque force intertranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée ;
- Méthode ordinaire de (Fellenius, 1936) : elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes ;
- Méthode de (Bishop, 1995) : elle tient compte des forces horizontales pouvant exister entre les tranches(Ouzaid.2014).

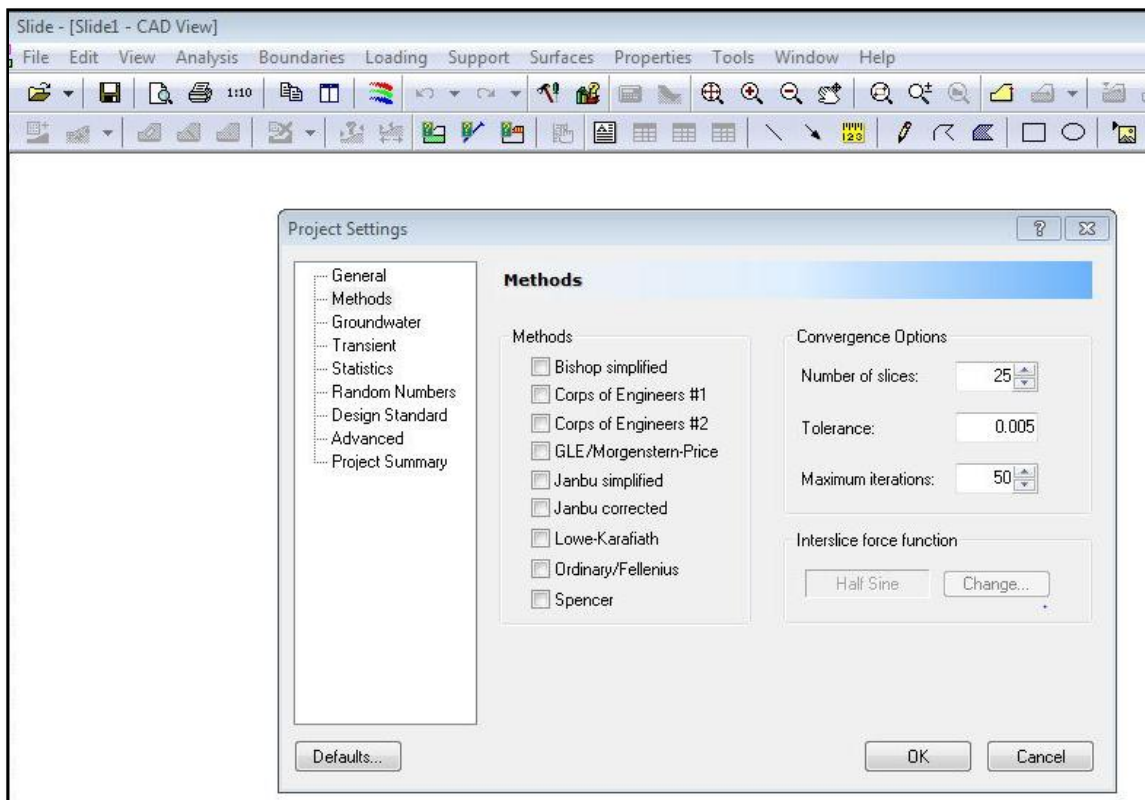


Figure IV.2: Les méthodes de calcul de coefficient de sécurité à l'aide du logiciel Slide 6.0

Dans le cas de notre étude, nous allons nous baser dans le calcul de stabilité de talus sur la méthode de Bishop, étant donné que celle-ci est la méthode la plus proche de la réalité par la modélisation aussi bien des sols homogènes que des sols hétérogènes, de plus une grande précision comparée à celles de Fellenius et notamment Janbu qui donne des résultats plutôt pessimistes.

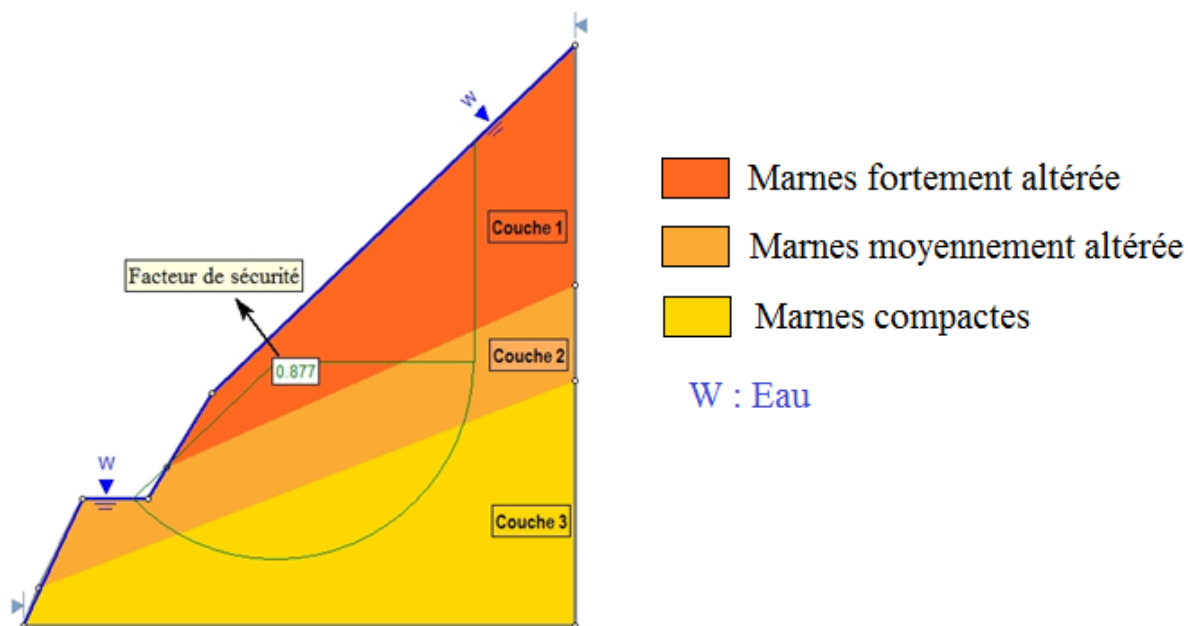
IV.2 CALCUL ET DISCUSSIONS DES RESULTATS

IV.2.1 Les étapes de la Modélisation

Le calcul de coefficient de sécurité à l'aide du logiciel Slide 6.0 repose sur quatre phases principales, résumés dans ce qui suit :

- Phase1 : Déterminer la méthode de calcul de la stabilité du talus (Fig IV.2). ;
- Phase2 : Déterminer la géométrie de la pente et définir le nombre des couches, en choisissant l'option, *add Material Boundary* dans le groupe *Boundaries* ;
- Phase3 : Définir les caractéristiques mécaniques des sols ; cela consiste à introduire les paramètres mécaniques des sols (cohésion, angle de frottement) que l'on définit au logiciel, grâce à l'outil, *add Material Boundary*
- Phase4 : Visualiser le résultat de calcul, en activant l'option *comput puis interpret*

IV.2.2 Discussions des résultats



Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés avec l'outil *interpret*.

Le résultat du calcul, donne un coefficient de sécurité de l'ordre de $F=0,877$ ($F < 1$), dont la surface de rupture est importante au pied du talus, cas où la pente est très accentué. Ce résultat révèle que le talus est instable, donc le confortement est indispensable.

IV.3 PROPOSITION DE CONFORTEMENT PAR CLOUAGE

Dans le but d'optimiser la stabilité du talus, nous avons procédé à une étude paramétrique dans laquelle on fait varier la longueur et le nombre des clous respectivement 3.50m, 4.50m, 5.50m et 6.50m, pour trois et quatre clous. Après avoir lancé les calculs, les résultats obtenus sont les suivants :

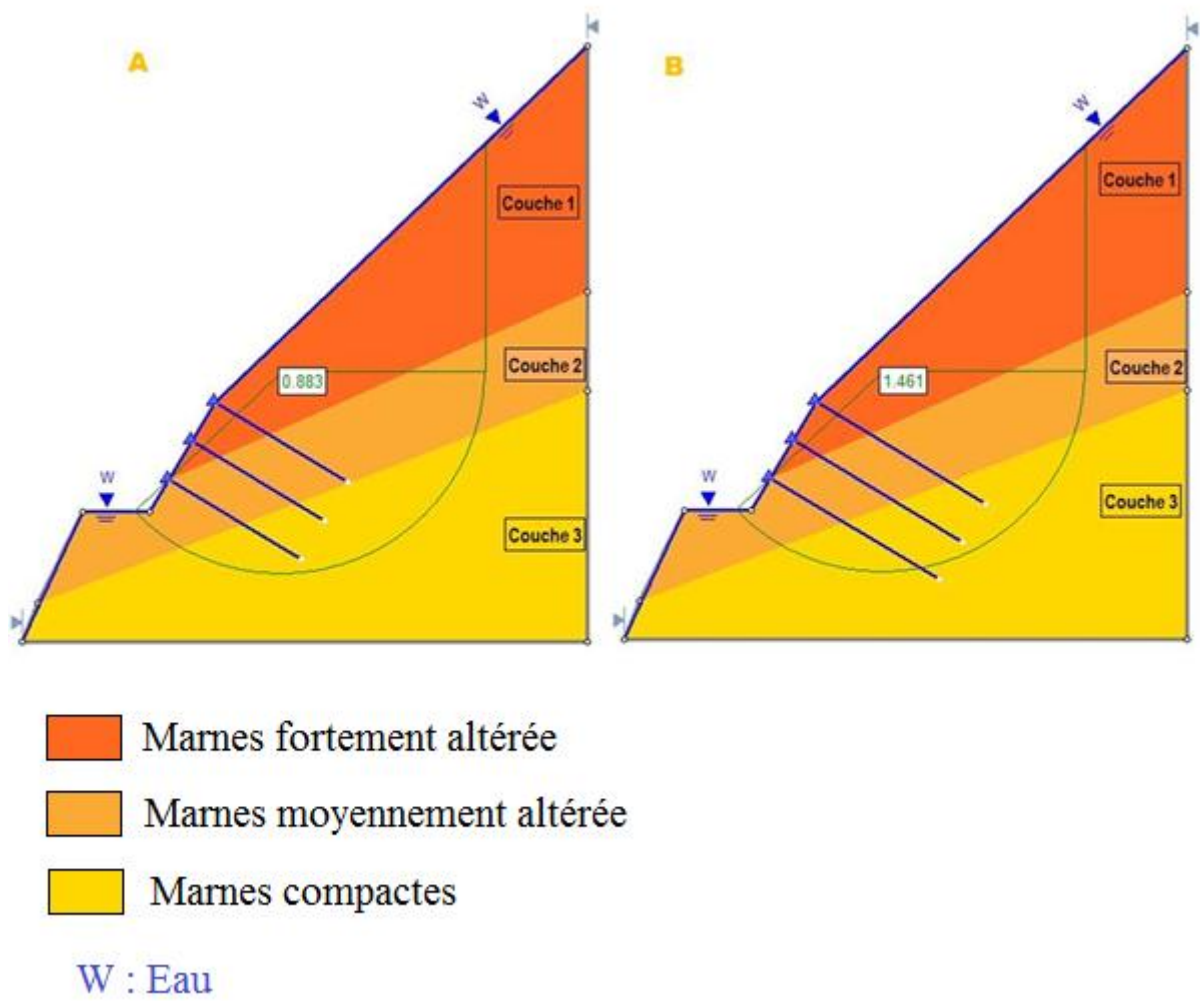
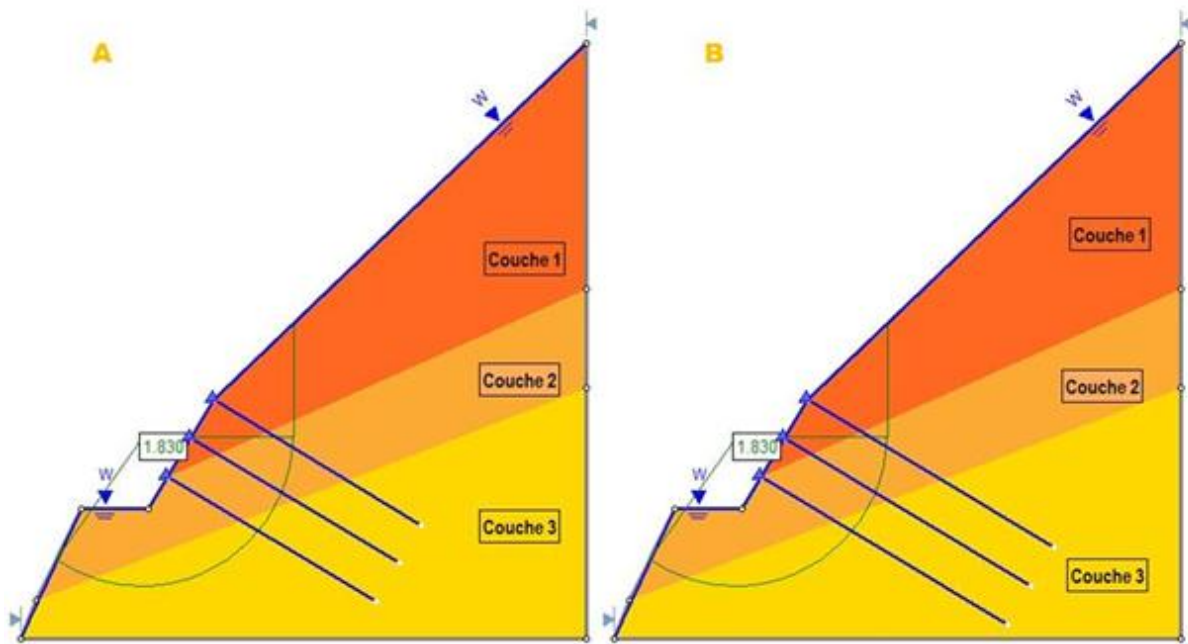


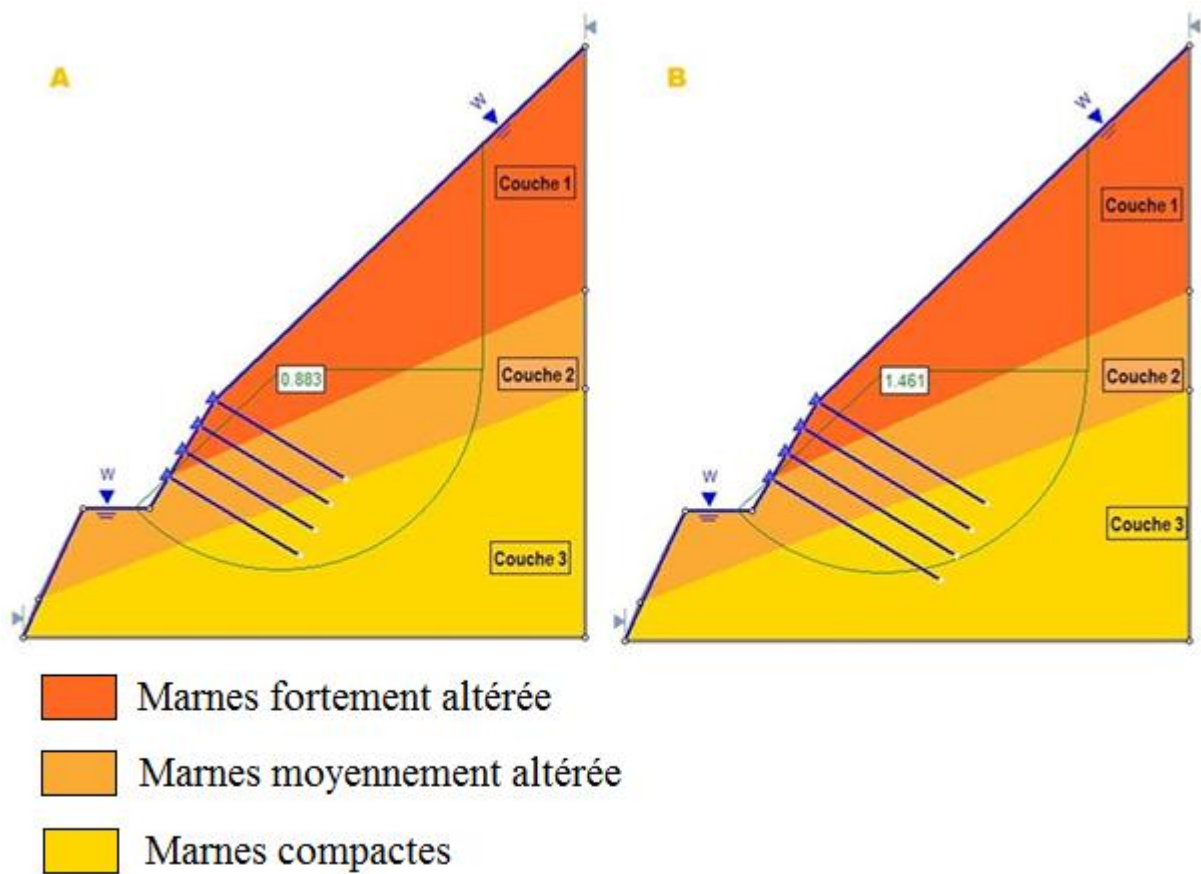
Figure IV.4 : Résultats de la modélisation numérique
A : longueur de 3.50m **B** : Longueur de 4.50m



- Marnes fortement altérée
- Marnes moyennement altérée
- Marnes compactes

W : Eau

Figure IV.5 : Résultats de la modélisation numérique
A : longueur de 5.50m **B :** Longueur de 6.50m



W : Eau

Figure IV.6 : Résultats de la modélisation numérique
A : longueur de 3.50m **B :** Longueur de 4.50m

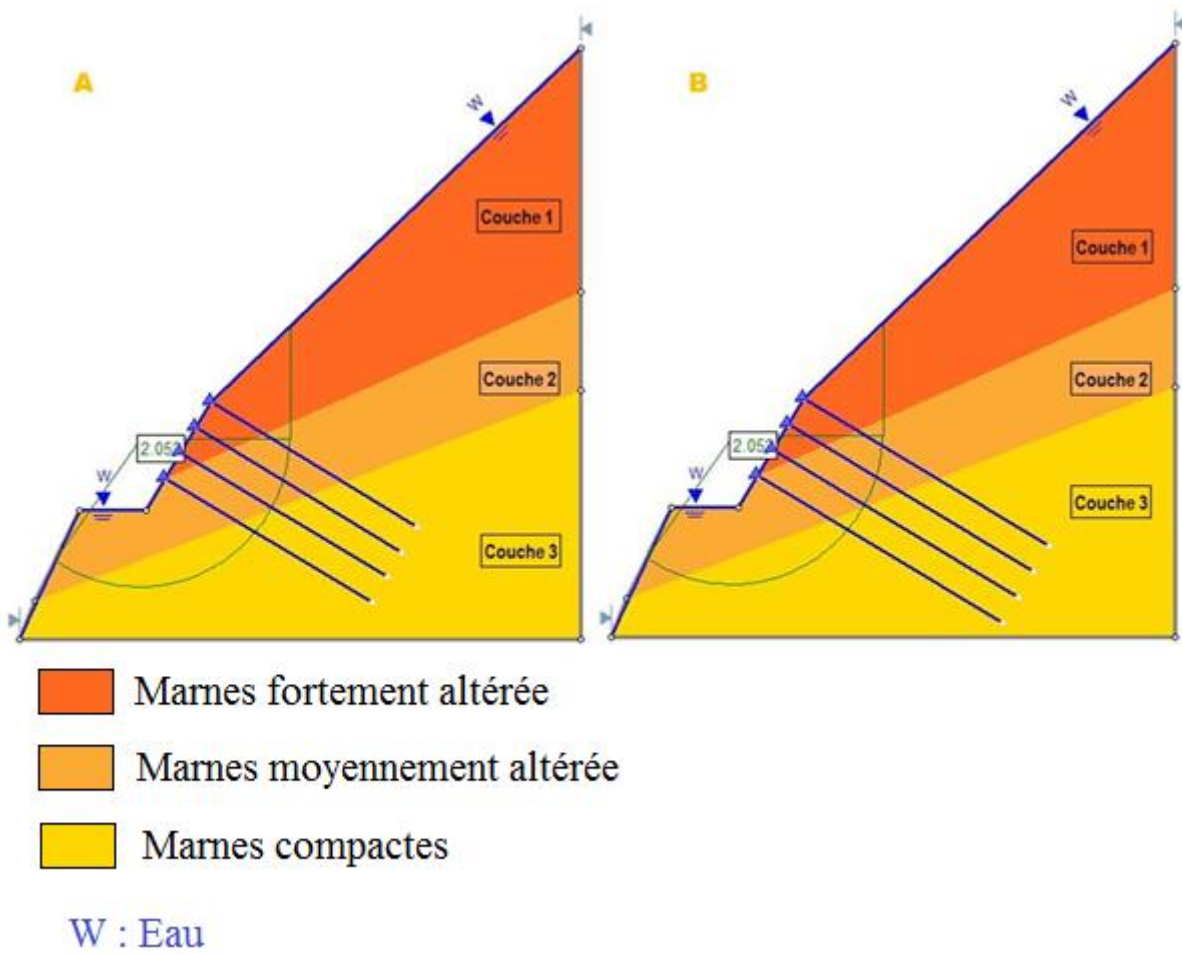


Figure IV.7: Résultats de la modélisation numérique

A : longueur de 5.50m **B :** Longueur de 6.50m

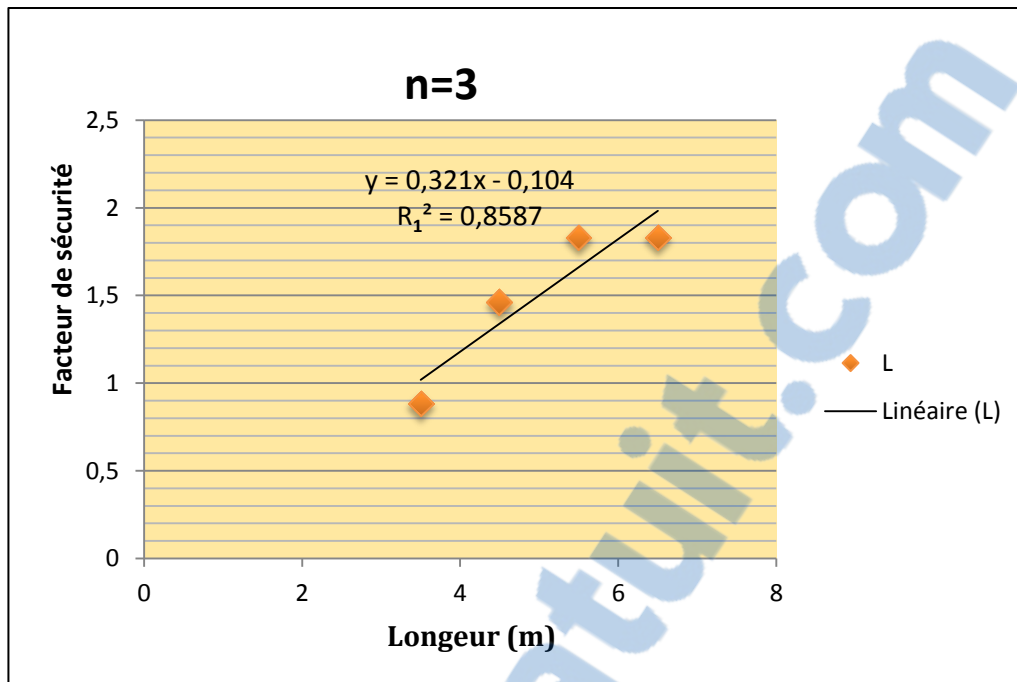


Figure IV.8 : Graphique regroupant les résultats de la modélisation numérique pour trois clous

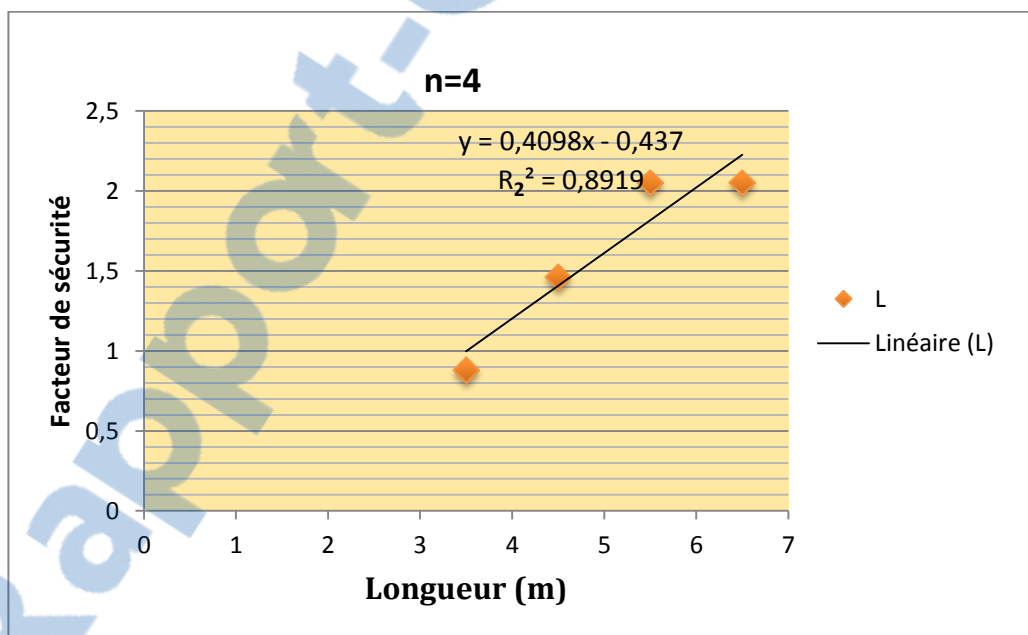


Figure IV.9: Graphique regroupant les résultats de la modélisation numérique pour quatre clous

D'après la modélisation de renforcement par clouage sur la stabilité de talus, il en ressort que la sécurité n'est assurée qu'à partir d'une longueur de 4.5 mètre, dans les deux cas. Au-delà de cette longueur, les valeurs de coefficients de sécurités croient simultanément avec des longueurs plus élevées.

À partir des deux valeurs de coefficient de corrélation linéaire obtenues respectivement $R_1 = 0.92$ et $R_2 = 0.94$, on constate qu'il existe une forte corrélation entre le nombre des clous et le facteur de sécurité. Néanmoins R_2 reste supérieure à R_1 , ceci dénotent que pour un nombre élevé de clous le coefficient de corrélation augmentent d'avantage au sens de la stabilité.

Toutefois, il est importants de noter que quatre clous de 5.50 mètre, constituent le confortement le plus favorables où le coefficient de sécurité prend la valeur maximale ($FS = 2.13$). De point de vue économique, l'analyse numérique démontrent que la situation de stabilité à trois clous de 5.50 mètres, reste favorable.

CONCLUSION GENERALE

Le versant de Bou Rdim se développe dans le Prérif où dominant les terrains de nature fragile, dont le franchissement est, en principe, techniquement possible, mais il pose des problèmes de stabilité pour les terrassements en déblais et en remblais.

Ce travail avait pour objectif de déterminer les propriétés physiques et mécaniques des sols dont le but d'évaluer leurs comportements mécaniques en termes de résistance à la rupture et la variation de volume, sous l'influence de diverses sollicitations effectuées à l'aide de l'essai de cisaillement rectiligne et l'essai oedométrique. En outre, simuler qualitativement la portance du sol de la plateforme. Tout ceci pour la préservation de l'ouvrage.

Les essais de caractérisation réalisés sur les différents échantillons étudiés ont permis de signaler les constations suivantes :

- Les caractérisations déduites des essais d'identification ont permis de classer les échantillons dans des sols fins à forte plasticité. Ces résultats traduisent ainsi les fortes sensibilités des sols à l'eau.

- Les caractérisations déduites des essais mécaniques montrent que les échantillons étudiés ne possèdent pas un seul caractère vis-à-vis de la déformation.

- la portance de la plateforme s'est avérée faible, ce qui exige une optimisation de la structure de chaussée neuve.

En outre, l'analyse de la stabilité faite au moyen du logiciel Slide 6.0 a affirmé l'instabilité du terrain d'où le confortement est indispensable.

Enfin pour mieux cerner le problème de l'instabilité, nous avons procédé à une simulation numérique de renforcement par clouage dont l'utilisation de trois clous de 5.50m s'est avérée la plus satisfaisante.

Liste des Normes

NM 13.1.003 Essai de compressibilité par paliers à l'œdomètre.
NM 13.1.007 Les limites d'Atterberg.
NM 10 .1 .700 Analyse granulométriques par tamisage.
NF P 94-110 Pressiomètre.
NF 94-068 Essai au bleu de méthylène.
NF P 94-078 ESSAI C.B.R .
NM 13.1.021 Essai de cisaillement rectiligne.
NM 13-1-010 Teneur en Eau.
NF 94-093 Essai Proctor.

Liste des Abréviations

C.B.R: CALIFORNIA BEARING RATIO.
Cc: Indice de compressibilité.
Cg: Indice de gonflement.
CTR : Centre technique régional.
D max : Diamètre maximal.
G.T.R : Guide des Terrassements Routiers
L.P.E.E : Laboratoire Public d'Essais et d'Études.
R.T.R : Recommandation Pour les Terrassement Routiers
S.P : sondage pressiométrique.
TMJA : Trafic moyen journalier annuel.
Pk : point kilométrique.
VBS : Valeur de bleu de méthylène.
WL: Limite de liquidité.
WP: Limite de plasticité.

Bibliographie

BOUSSAID, K. (2005) Sol intermédiaires pour la modélisation physique : application aux fondations superficielles. Thèse de doctorat génie civil, Nantes, 88 p.
BARGHACH, K (2011) Les déformations plio-quaternaires dans la partie frontale de la chaîne du Rif (Rides pré-rifaines, et bassin du Saïs) un exemple de la tectonique en coins

expulsés, Thèse de doctorat géologie structurale, université Mohammed V, AGDAL, pp.175-177.

FADHEL, S. (2014) Stabilité et Renforcement des sols. Uni. Mohamed khider Biskra, 38p

CHALOUAN.A et all. (2011) ; Volume 5 Rif Central ET Nord-Occidental (Central and North-Western Rif Belt).

CHRETIEN, M. (2010) Compréhension des mécanismes de retrait-gonflement des sols argileux approche sur site expérimental et analyse de sinistres sur constructions individuelles. Thèse géoressources, patrimoine et environnement, université Bordeaux 1 sciences et technologie, Bordeaux, 53p.

MAYCHOU, S. (2009) Étude morphostructurale et cartographie SIG du Rharb Septentrional et du Prérif (Maroc).Analyse sismotectonique et modélisation de la déformation de la région de Moulay Bousselham.Thèse de doctorat géosciences de l'environnement,université Chouaib Doukkali),sédimentologie marine et paléoclimatologie,université de Bordeaux 1,Bordeaux,16p.