



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : Génie civil et architecture

DEPARTEMENT : Génie civil

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par : Bouallaoui Abdelkader et Merabet Rania

DOMAINE : Génie civil

FILIERE : Travaux publics

OPTION : Voies et ouvrage d'art

Thème

**Etude de sol d'un projet de réalisations des
panneaux solaires 300 MW à Hassidelaa wilaya de
Laghouat - 600 HA-**

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	qualité
Mr. T. Nouioua		Président
Mr. N. Rachidi		Examineur
Mr. A. Ziregue		Encadreur
Mr. Y. Lalaoui		Invité

Promotion : Septembre / 2022

REMERCIEMENTS

Toute notre parfaite gratitude, grâce et remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur **Mr. A. ZIREGUE** pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce projet de fin d'études.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements aux membres de notre jury : **M. T .Nouioua** ; pour avoir accepté de présider notre jury. **Mr.N.Rachidi** , ayant accepté la tâche d'examiner le modeste ouvrage, la version finale tiendra compte des observations, suggestions et critiques formulées lors de la soutenance.

Une partie de ce travail a été réalisée au niveau du **LTP sud** notamment la partie pilote et nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué au programme pilote notamment : le Directeur **Mr. Yousri Lalaoui** ainsi que Monsieur **Maatallah Ali**

A la fin nos remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de l'université Amar Telidji - LAGHOUAT, qui nous ont enrichis de connaissance et de savoir, ainsi qu'aux agents de l'administration qui nous ont beaucoup facilité notre recherche. A tous ceux qui ont aidé de près ou loin dans la réalisation de ce projet de fin d'études.

DIDECACE

Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, le très miséricordieux.

Tout d'abord je tiens à remercier le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail

Que je le dédie à :

Mon père, ma mère, ma famille et mes proches.

Aux camarades de classe de l'école primaire à et l'université, je mentionne Ahmed Shouikhi, Jacob Rabhi yaakoub, LaKbir Abdellah, Ahmed Maizah, Makki Abdel-Hai, Gsmia hamza, Otmani yassine, Guelloma Ilyes, Chelaouchi Mustafa, Moulaye Zine Jaavar et Valili Abidin.

Bouallaoui Abdelkader

Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU

De m'avoir donné la force et le courage de mener

à bien ce modeste travail.

Je tiens à dédier cet humble travail à :

A ma tendre mère fatima

A mon famille

A mes meilleurs amis :

Bnat vanilia

Tout ceux qui m'aiment et que j'aime

Merabet Rania

Résumé

Une des premières choses à commencer avant de se lancer dans tout projet de construction, d'excavation ou autres travaux de génie civil est l'étude du sol. Dans cette note, nous parlerons en détail du sol, ainsi que d'un ensemble d'expérimentation en laboratoire et sur le terrain pour le projet de construction de panneaux solaires dans la région de HassiDalaa, province de Laghouat. Pour savoir si le sol est adapté à la stabilité du projet. Parmi les résultats obtenus au cours de l'étude:

Selon les mesures de pression, aucun aquifère n'a été détecté pendant la période d'enquête

Selon la classification du document technique réglementaire DTR.BE 1.2, ce terrain à l'étude peut être classé comme terrain moyennement comprimé ;

D'après les essais pressiométriques MENARD, pour une contrainte de sol admissible de 3,0 bar à 1,0 m de profondeur, le tassement est estimé à 0,31 cm dans le pire des cas, ce qui est une valeur acceptable.

Mots clés : Panneaux solaire . géotechniques . fondation . tassement . essais in site

ملخص إن من أول ما يتم البدء به قبل الانطلاق في أي مشروع بناء أو حفر أو غيرها من الأشغال المتعلقة بالهندسة المدنية هو دراسة التربة . في هذه المذكرة سنتحدث عن التربة بشكل مفصل وأيضاً جملة التجارب المخبرية والميدانية لمشروع بناء الألواح الشمسية في منطقة حاسي الدلاعة ولاية الأغواط . لمعرفة ما إذا كانت التربة صالحة لاستقرار المشروع . ومن بين النتائج المتوصل إليها خلال الدراسة : وفقاً للقياسات الانضغاطية ، لم يتم اكتشاف طبقة مياه جوفية خلال فترة المسح وفقاً لتصنيف المستند الفني التنظيمي DTR.BE 1.2 ، يمكن تصنيف هذه الأرض في الدراسة على أنها أرض مضغوطة إلى حد ما ؛ وفقاً لاختبارات MENARD Pressuremeter ، بالنسبة إلى إجهاد التربة المسموح به البالغ 3.0 بار على عمق 1.0 متر ، تقدر التسوية بـ 0.31 سم في أسوأ الحالات ، وهي قيمة مقبولة.

كلمات مفتاحية: الواح شمسية . الجيوتقنيات . الأساس . تسوية . الاختبارات في الموقع

Abstract

One of the first things to start before embarking on any construction project, excavation or other civil engineering works is the study of the soil. In this note, we will talk about soil in detail, as well as a set of laboratory and field experiments for the project to build solar panels in the HassiDalaa region, Laghouat province. To find out if the soil is suitable for project stability. Among the results obtained during the study:

According to the pressure measurements, no aquifer was detected during the survey period

According to the classification of regulatory technical document DTR.BE 1.2, this land in the study can be classified as moderately compressed land

According to the MENARD Pressuremeter tests, for permissible soil stress of 3.0 bar at a depth of 1.0 m, the settlement is estimated at 0.31 cm in the worst case, which is an acceptable value.

Key words: Solar panels . geotechnics . foundation . settlement . on-site tests

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	I
Résumé	
LISTE DES FIGURES	IV
LISTE DES TABLEAUX	VI
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
I Chapitre.....	2
I.1 Introduction	3
I.2 Les types de panneaux solaires	3
I.2.1 Les panneaux solaires thermiques.....	3
I.2.2 Les panneaux solaires photovoltaïques.....	4
I.2.3 Panneau solaire hybride et aérovoltaïque	5
I.3 Systèmes de fondation	6
I.3.1 Structures porteuses	7
I.4 Installer des panneaux solaires au sol.....	7
I.5. Conclusion.....	9
II CHAPITRE	10
II.1 Introduction	11
II.2 Prélèvements des sols.....	11
II.3 Essais in-situ	12
II.3.1 Le scissomètre (vane test)	12
II.3.2 Essais de pénétration.....	13
II.3.3 Pressiomètre.....	16
II.4 Essais de cisaillement	20
II.4.1 Essai à la plaque et essai de fondation	21
II.5 Essais triaxiaux in situ	22
III CHAPITRE	24
III.1 Introduction à la mécanique des sols	25
III.1.1 structure des sols :	25
III.2 Identification et classification des sols	26
III.3 L'analyse granulométrique.....	27
III.3.1 L'analyse granulométrique par tamisage.....	28

III.3.2	L'analyse granulométrique par sédimentation	29
III.4	Les limites d'Atterberg	31
III.4.1	Limite de liquidité (W_L) NF P94-051	32
III.4.2	Limite de plasticité (W_P) NF P94-051	33
III.4.3	Limite de retrait (W_R) NF P94-060-1	33
III.4.4	Indice de plasticité (I_P) NF P94-051	33
III.4.5	Indice de consistance (I_C)	33
III.4.6	L'Activité (A_c)	34
III.5	Classification des sols	34
III.5.1	Classification triangulaire	38
III.6	L'essai Proctor	38
III.6.1	Généralités	38
III.6.2	Procédure expérimentale	39
III.6.3	Compactage	39
III.6.4	Quantité de matériaux - choix du type de moule	40
III.6.5	Normes de compactage	40
III.6.6	Utilisation de l'essai Proctor dans les travaux de compactage de sols	42
III.3	Conclusion	42
IV	CHAPITRE	43
IV.1	Généralités sur le projet	44
IV.1.1	Nature et localisation du Projet	44
IV.1.2	Aspect géologique	45
IV.2	Intervention sur site	47
IV.2.1	Méthode de reconnaissance	47
IV.2.2	Puits de reconnaissances	48
IV.3	Caractéristique géotechnique du sol	49
IV.3.1	Essai réalisé sur les sondages carottés	49
IV.3.2	Conclusion sur la géologie du site	54
IV.3.3	Essais mécaniques	54

IV.3.4	Essais réalisé sur Puits de reconnaissance	55
IV.4	Adaptation du projet au sol de fondations	62
IV.4.1	Type de fondation.....	62
IV.4.2	Profondeur d'ancrage	62
IV.4.3	Calcul du taux de travail des fondations	62
IV.4.4	Cas d'ancrage dans le massif rocheux	64
IV.5	Essai pressiometrique	65
IV.6	Caractéristiques pressiométriques.....	66
IV.6.1	Calcul de contrainte admissible.....	67
IV.6.2	Vérification de tassement	68
IV.7	Agressivité de sol	70
IV.8	Vérification du tassement	70
CONCLUSION ET RECOMMANDATION		71
La bibliographie		73

LISTE DES FIGURES

Figure I:1 Route solaire, dans l'Orne, en Normandie.	3
Figure I:2 Miroirs linéaires.....	3
Figure I:3 Panneau solaire photovoltaïque, dans un jardin potager.	5
Figure I:4 Fondation de type pieux.....	6
Figure II:1 Eléments de tarière.....	11
Figure II:2 Coupe schématique d'un carottier.....	12
Figure II:3 Coupe schématique d'un scissomètre.....	13
Figure II:4 : Principe du travail pénétromètre,	14
Figure II:5 Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique (SPT).....	15
Figure II:6 Schéma de l'essai pressiométrique et courbe d'interprétation	17
Figure II:7 L'essai pressiométrique	17
Figure II:8 contraire une déstructuration.....	19
Figure II:9 Caractéristiques pressiométriques.....	20
Figure II:10 Essai de plaque	21
Figure II:11 : Principe d'un essai de plaque	22
Figure II:12 : Essai triaxial in situ.	23
Figure: III:1 Arrangement de sol à grains grossiers (sable).....	26
Figure III:2 Différents arrangements de plaquettes d'argile.....	26
Figure III:3 Courbe granulométrique typique.....	27
Figure III:4 Analyse granulométrique par tamisage.....	28
Figure III:5 Analyse granulométrique Par sédimentation.....	30
Figure III:6 :Limites d'atterberg ,teneur en eau naturelle et indice.....	31
Figure III:7 Détermination de la limite de liquidité.....	32
Figure III:8 Détermination de la limite de liquidité.....	32
Figure III:9 Détermination de la limite de plasticité.....	33
Figure III:10 diagramme de plasticité de Casagrande	35
Figure III:11 Diagramme triangulaire de classification	38
Figure III:12 molle de Proctor.	38
Figure III:13 Position des coups dans le moule Proctor normal et modifié (norme NF P 94-093)	39
III:14 Diagramme de choix du moule de compactage (norme NF P 94-093).....	40

Figure III:15 Compactages des sols	42
Figure IV:1 Situation du site à étudier	44
Figure IV:2 Carte géologique de la région de LAGHOUAT	45
Figure IV:3 Coupe du sondage N°01	48
Figure IV:4 Implantation des puits de reconnaissance	48
Figure IV:5 la courbe d'analyse granulaire SC01	50
Figure IV:6 Zone géographique des points de forage.....	52
Figure IV:7 la courbe de Analyse Granulométrique Echantillon P13	56
Figure IV:8 la courbe de PROCTOR MODIFIE Echantillon P04.....	58
Figure IV:9 La courbe de ESSAI C.B.R.....	60
Figure IV:10 appareil de pressiométrique	66
Figure IV:11 L'essai pressiométrique sur chantier.....	66

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 types de supports pour panneaux solaires au sol	7
Tableau III-1 caractéristique de la courbe granulométrique.....	27
Tableau III-3 : qualificatif de la granularité	30
Tableau III-2 Dénomination des sols selon la granularité	30
Tableau III-4: qualificatif en fonction de l'indice de consistance.....	34
Tableau III-6 modalité d'exécution des essais Proctor normal et modifié norme (NF P 94-093).	40
Tableau III-5 Caractéristiques de compactage pour l'énergie Proctor normal et modifié	40
Tableau III-7 dans la littérature plusieurs normes sont utilisées. un exemple de ces normes est donnée dans le tableau	41
Tableau IV-1 Les coordonnées GPS des quatre coins sont	44
Tableau IV-2 Résultats de l'analyse granulométrique des faciès meubles	49
Tableau IV-3 analyse granulométrique.....	50
Tableau IV-4 La mesure de l'essai de limites d'Atterberg SC02	51
Tableau IV-5 Limite d'Atterberg	51
Tableau IV-6 Les résultats de l'essai pénétromètre dynamique	52
Tableau IV-7 relation entre le nombre de coups et la compacité du sable	52
Tableau IV-8 Les résultats obtenus sont présentés sur les logs des sondages	53
Tableau IV-9 Analyse chimique sommaire	54
Tableau IV-10 Analyse chimique sommaire.....	55
Tableau IV-11 la résistance à la compression du massif rocheux	55
Tableau IV-12 Les résultats des essais Analyse Granulométrique Echantillon P13	56
Tableau IV-13 Les résultats des essais Limites d'Atterberg P4 (0.5 - 1.00)	57
Tableau IV-14 Les résultats des essais PROCTOR MODIFIÉ Echantillon P04.....	57
Tableau IV-15 Les résultats ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE Echantillon P04	58
Tableau IV-16 ESSAI C.B.R Etat initial Echantillon P04	58
IV-17 ESSAI C.B.R État final	59
Tableau IV-18 Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant.....	61
Tableau IV-19 valeurs de Qad pour des valeurs fixées de B et L :.....	63
Tableau IV-20 Résultat de calcul.....	64
Tableau IV-21 caractéristiques pressiométrique	66
Tableau IV-22 contrainte admissible	67
Tableau IV-23 Contrainte de rupture.....	68

Tableau IV-24 Coefficients de forme λ_c et λ_d :	69
Tableau IV-25 Coefficient rhéologique.....	69
Tableau IV-26 Résultats des calculs de tassement au niveau de sondage pressiométrique	69

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'énergie renouvelable est une énergie dérivée des ressources naturelles qui est fondamentalement différente des combustibles fossiles comme le pétrole, le charbon, et du gaz naturel, ainsi que des combustibles nucléaires utilisés dans les réacteurs nucléaires, l'énergie renouvelable ne produit généralement pas de résidus de dioxyde de carbone (CO₂), ni de gaz nocifs, et elle n'augmente pas le réchauffement climatique de la planète contrairement aux premières, à savoir les énergies fossiles et nucléaires.

Les énergies renouvelables sont produites à partir des éléments naturels comme la force des vents, l'eau à travers les mouvements de vagues et de marées mais aussi et c'est là l'objet de notre étude l'énergie qui nous provient du soleil.

La lumière et la chaleur émise par le soleil à de tout temps été exploitée par l'homme et ce depuis l'antiquité grâce à la combinaison de technologies en constante évolution, les technologies de l'énergie solaire comprennent l'utilisation de l'énergie thermique solaire pour le chauffage direct, ce procédé mécanique du mouvement ou de l'énergie électrique. La production d'électricité photovoltaïque à l'aide de panneaux photovoltaïques consiste en une couche de silicium avec quelques impuretés qui à l'aide d'un appareil convertit directement l'énergie solaire en énergie électrique, exploitant l'effet de la lumière optique.

Ce mémoire a pour objet la réalisation d'une étude de sol pour un projet " REALISATION DES PANNEAUX SOLAIRES 300 MW A HASSI DELAA WILAYA DE LAGHOUAT – 600 Ha ", et il a été divisé en quatre chapitres ;

Le premier chapitre présente des généralités sur les panneaux solaires ;

Le deuxième chapitre traite des modalités de réalisation des essais in situ, ainsi que des matériels utilisés dans chaque essai et des conditions initiales de sa mise en œuvre ;

Le troisième chapitre est consacré aux essais réalisés au laboratoire sur des échantillons de sol à savoir l'analyse granulométrique et autre ;

Le quatrième chapitre est la définition du projet à réaliser et l'ensemble des essais qui ont été menés sur le sol du projet ainsi que les résultats obtenus permettant de traiter ce sol.

Chapitre I

Généralités sur les panneaux solaires

I.1 Introduction

Un capteur solaire ou panneau solaire est un élément d'une installation solaire destiné à recueillir l'énergie solaire pour le convertir en énergie thermique et le transférer à un fluide caloporteur (air, eau) ou en énergie électrique. On distingue donc deux types de capteur solaire: le capteur solaire thermique et le capteur solaire photovoltaïque.

Le capteur solaire à plan vitré est le type de capteur solaire thermique le plus répandu. Il utilise l'effet de serre pour capter l'énergie thermique du soleil. Les capteurs solaires à plan vitré sont généralement composés d'un châssis sous forme de coffre, d'un isolant en fond, d'un absorbeur de couleur noire en tubes de cuivre munis d'ailettes dans lequel circule le fluide caloporteur et d'une vitre.

I.2 Les types de panneaux solaires

On distingue trois types de panneaux solaires :



Figure I:2 Miroirs linéaires



Figure I:1 Route solaire, dans l'Orne, en Normandie.

I.2.1 Les panneaux solaires thermiques

Le panneau solaire le plus répandu est le photovoltaïque. C'est lui que l'on retrouve le plus souvent sur le toit de nos maisons. Le panneau solaire photovoltaïque est composé de cellules photovoltaïques qui lui permettent de générer du courant électrique lorsque les rayons du soleil viennent le percuter. On distingue deux grands types de panneaux photovoltaïques :

I.3. Le panneau solaire monocristallin

Est composé d'un seul cristal de silicium. Le panneau solaire monocristallin a un aspect plus sombre que le panneau polycristallin. De manière générale, il est plus performant mais également plus coûteux.

I.4. Le panneau solaire polycristallin

Est constitué de plusieurs cristaux de silicium. Sa couleur bleue le rend beaucoup plus visible et donc moins esthétique. Les panneaux polycristallins sont moins performants que les monocristallins. Néanmoins, leur plus grande simplicité de fabrication les rend plus abordables.

Pour le secteur résidentiel comme pour le secteur industriel (hangar photovoltaïque etc), la plupart des panneaux solaires sont installés sur une toiture :

- en surimposition, c'est à dire que le panneau solaire est simplement fixé par-dessus la toiture;
- en intégration au bâti, le panneau solaire est encastré dans la toiture.

Il existe également des panneaux solaires au sol, qui permettent de contourner le problème d'une toiture mal exposées. Néanmoins, ce genre d'installation ne donne pas accès aux aides de l'État comme la prime à l'autoconsommation.

La plupart des panneaux solaires sont monofaces, c'est-à-dire qu'ils ne transforment les rayons du soleil en électricité que grâce à leur face avant. Néanmoins, se développe depuis quelques années le panneau solaire biface qui permet d'utiliser l'effet d'albédo. L'effet d'albédo désigne le phénomène par lequel toute surface réfléchit les rayons du soleil qu'elle reçoit. Grâce à des capteurs photovoltaïques situés à l'avant et à l'arrière du panneau solaire, un module bifacial peut donc produire plus d'électricité qu'un panneau monoface pour un ensoleillement identique.

I.2.2 Les panneaux solaires photovoltaïques

Un panneau solaire peut ne pas être voué à produire de l'électricité mais de l'eau chaude ou de l'eau chaude sanitaire (ECS). On parle alors de panneau solaire thermique ou de chauffe-eau solaire.

Concrètement, ce genre de panneau solaire est composé d'un circuit parcouru par de l'eau de chauffage ou un fluide caloporteur. Dans le premier cas, rien de bien compliqué : l'eau de chauffage circule dans des conduits directement exposés à la lumière du soleil. Dans

Chapitre I Généralités sur les panneaux solaires

le second cas, c'est le fluide caloporteur qui est d'abord chauffé par les rayons du soleil avant d'être envoyé vers un ballon d'eau chaude. Il peut alors restituer sa chaleur au circuit d'eau de chauffage ou d'eau chaude sanitaire.

En été, ce type de panneau solaire peut subvenir à l'intégralité des besoins d'un logement en eau chaude. Lorsque le froid arrive, les panneaux solaires thermiques peuvent néanmoins s'avérer insuffisants voire inutiles. Pour y remédier, il est donc nécessaire d'installer un chauffage d'appoint pour prendre le relai lorsque les températures sont trop basses.



Figure I:3 Panneau solaire photovoltaïque, dans un jardin potager.

I.2.3 Panneau solaire hybride et aérovoltaïque

Combiner la production d'électricité et de chaleur avec un seul et même panneau solaire, c'est possible ? Bien sûr ! Il existe pour cela deux solutions :

- le panneau solaire hybride tout d'abord qui allie production d'électricité photovoltaïque et production d'eau chaude. On parle également de panneau PV/T eau ;
- le panneau solaire aérovoltaïque ensuite qui produit de l'électricité et de l'air chaud pouvant être insufflé dans le logement. On parle de panneau PV/T air.

Concrètement, ce genre de panneau solaire est constitué de cellules photovoltaïques à

Chapitre I Généralités sur les panneaux solaires

l'avant et de capteurs thermiques à l'arrière. L'intérêt de ce dispositif est multiple. Tout d'abord, un panneau solaire hybride ou aérovoltaïque permet d'accroître les économies d'énergie par rapport à un panneau solaire classique. Les besoins en électricité ainsi qu'en chauffage peuvent être en partie assurés.

Deuxièmement, lorsqu'ils sont exposés au soleil, les panneaux photovoltaïques peuvent grimper à des températures très importantes - jusqu'à 80°C. Les capteurs thermiques permettent alors d'éviter la surchauffe et de maintenir l'efficacité des panneaux malgré les hautes températures.

qui combinent les deux technologies précédentes et produisent à la fois de l'électricité et de la chaleur tout en améliorant le rendement des panneaux solaires photovoltaïques en évitant la surchauffe des modules. Cette combinaison peut être considérée comme de la cogénération.

Dans les trois cas, les panneaux sont habituellement plats, d'une surface limitée à environ 1 m² pour faciliter et optimiser la pose. Les panneaux solaires sont les composants de base de la plupart des installations de captation d'énergie solaire.

I.3 Systèmes de fondation

Le choix des structures porteuses est primordial pour répondre aux contraintes techniques du projet.

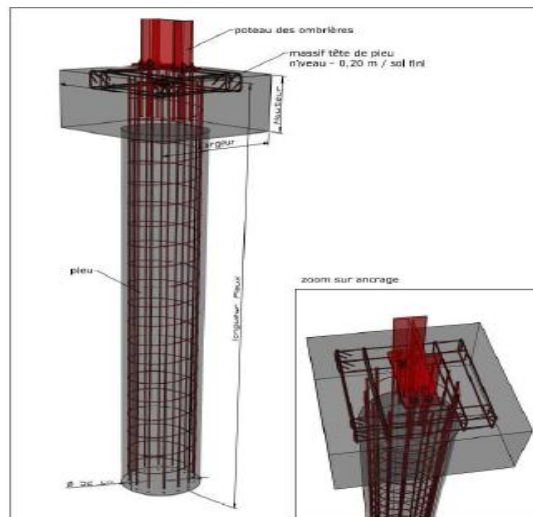


Figure I:4 Fondation de type pieux

Les fondations seront composées de pieux d'environ 1m de profondeur, calculée en fonction de la structure. L'étude géotechnique a montré la présence du rocher de font de carrière entre 40 cm et 1m de profondeur. Cette structure modulaire de petite dimension

Chapitre I Généralités sur les panneaux solaires

permet assurer une stabilité des ouvrages et une tenue aux intempéries (validation par le calcul neige et vent) sans gêner la circulation de l'eau en cas de crue.

I.3.1 Structures porteuses

Notre choix s'est porté sur une structure réglable et de petite dimension permettant de répondre aux spécificités du site. Les dimensions raisonnables des châssis (6.15m*3.00) permettent d'éviter tout risque de rupture de matériel par tassement différentiel. Les structures sont réglables permettant d'obtenir l'inclinaison parfaite pour garantir une meilleure production et s'affranchir de l'inclinaison du sol.

I.4 Installer des panneaux solaires au sol

Au lieu d'être posé même à la toiture, un panneau solaire est installé sur le sol, sur un support métallique ou en bois. La fixation des kits de panneau solaire au sol doit ainsi être suffisamment robuste pour ne pas céder face aux rafales de vent. En effet, la prise au vent est plus importante dans le cas d'un panneau solaire au sol que dans celui d'un panneau solaire sur toiture. Pour maintenir les panneaux solaires et éviter les incidents, il existe deux moyens : la fixation du châssis au sol ou bien le lestage à l'aide d'un matériau lourd.

Pour fixer des panneaux photovoltaïques au sol, un support doit être posé en premier ; c'est sur celui-ci que les modules seront installés. Il doit être solidement fixé pour garantir une utilisation sécurisée de l'installation photovoltaïque. Il existe plusieurs types de supports pour panneaux solaires au sol, avec chacun leurs avantages et inconvénients.

Tableau I-1 Types de supports pour panneaux solaires au sol

Système d'attache	Descriptif	Atouts	Défauts
Bacs en plastique	Bac qui se pose sur le sol, des matériaux lourds (gravas, sable, etc.) se placent au fond pour assurer le lestage. Les modules sont fixés directement sur le bac, très près du sol.	<ul style="list-style-type: none">– Très facile à mettre en œuvre (une seule personne peut réaliser l'installation).– Aucun câblage n'est visible.– Solution parmi les plus économiques sur	<ul style="list-style-type: none">– Support posé au ras du sol, une végétation un peu trop haute peut facilement interrompre la production.– L'inclinaison (généralement 15°) n'est pas idéale (30-

Chapitre I Généralités sur les panneaux solaires

		le marché.	35° en France métropolitaine) pour optimiser le rendement des panneaux solaires. – L'emprise au sol est importante.
Bacs métalliques	Ces bacs à lester sont un plus hauts que ceux en plastique et servent eux-mêmes de support pour des rails sur lesquels sont fixés les modules photovoltaïques.	– La végétation a moins d'impact sur la production car les panneaux sont surélevés. – L'inclinaison est réglable (en général 10 à 40°). – L'emprise au sol est plus faible qu'avec un bac plastique.	– L'installation est un peu plus longue et nécessite une deuxième personne. – Le câblage est accessible et apparent à l'arrière des modules.
Équerres à poser au sol	Des structures métalliques en forme de triangle reliées par des rails sont posées au sol et les panneaux sont fixés aux rails. Le lestage se fait sur les équerres.	– L'installation est extrêmement simple. – L'emprise au sol est limitée. – L'inclinaison est généralement de 30° ce qui est adapté à la plupart des zones en France métropolitaine.	– Les modules sont au ras du sol et donc sensibles à la végétation. – Le câblage est accessible et apparent à l'arrière des panneaux.

Enfin, il est également possible d'opter pour une structure à fondations plutôt que pour le lestage. Toutefois, il est essentiel de bien se renseigner avant de se lancer dans la construction d'une telle structure : les panneaux solaires au sol offrent une prise au vent très importante. Bien plus importante en effet que ceux posés en toiture qui bénéficient de la protection du toit sur lequel ils sont installés. La solidité de la structure et de sa fixation doit donc être parfaitement adaptée à la surface totale des modules, à l'inclinaison et orientation

Chapitre I Généralités sur les panneaux solaires

des panneaux photovoltaïques et au terrain sur lequel l'installation se fait.

Une fois le choix de structure, de panneaux et d'emplacement fait, le montage de panneaux solaires au sol est très simple, il suffit de :

- préparer l'emplacement prévu (tonte de l'herbe, taille des arbustes à proximité, etc.) ;
- creuser les tranchées nécessaires si les câbles sont enfouis ;
- réaliser les fondations si la structure est fixée au sol et non lestée ;
- monter les bacs ou la structure ;
- remplir les bacs en intégralité de matériaux lourds (cailloux, gravas, terre, sable, etc.) ;
- fixer les panneaux sur les rails ou les bacs prévus à cet effet ;
- réaliser les connexions électriques ;
- vérifier que tout fonctionne correctement.

1.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté des généralités sur les panneaux solaires, leurs types, leurs fondations ainsi que leurs structures.

CHAPITRE II

Reconnaitances géotechniques sur site

II.1 Introduction

La détermination des caractéristiques d'un sol nécessite la réalisation d'essais. Certains essais (relatifs au comportement à court terme), peuvent être effectués de deux façons :

- Au laboratoire après prélèvement d'échantillons intacts (ou non remaniés) ;
- Au sein du massif de sol, par un essai en place ou in situ.

Les essais permettant la détermination des caractéristiques à long terme sont réalisés au laboratoire sur des échantillons de sol intacts.

Les avantages de l'essai in situ sont les suivants :

- Son exécution est rapide, donc on peut le multiplier pour permettre une meilleure reconnaissance du sol ;
- Il est parfois le seul à réaliser lorsqu'on ne peut pas extraire des échantillons intacts ;
- Il donne des résultats globaux par rapport aux essais de laboratoire qui donnent des résultats discontinus.

II.2 Prélèvements des sols

On distingue traditionnellement parmi les procédures de prélèvement d'échantillons de sols celles qui donnent des échantillons intacts (ou non remaniés) et celles qui fournissent des échantillons de sols remaniés, c'est à dire qui ont perdu tout ou partie de leurs propriétés mécaniques et même de leurs constituants.

On obtient des échantillons remaniés lorsque le forage est fait à l'aide d'une tarière : tube cylindrique avec une paroi extérieure hélicoïdale lorsqu'on opère avec un camion de sondage, il existe aussi la tarière manuelle dont l'utilisation est limitée à une profondeur de 3 m.

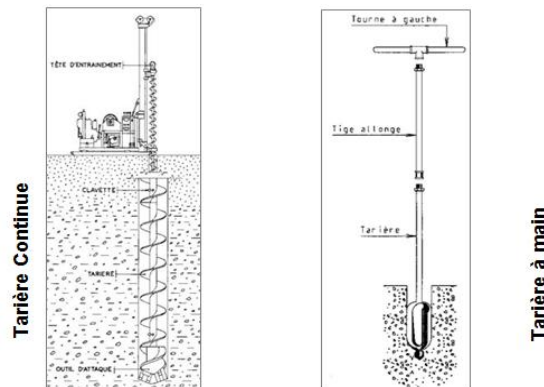


Figure II:1 Eléments de tarière

Chapitre II Reconnaissances géotechniques sur site

Pour récupérer des échantillons intacts on réalise un forage selon l'une des deux façons suivantes :

- Avec une sondeuse munie d'un carottier à prise d'échantillons ; le carottage est fait d'une manière continue. Le prélèvement est réalisé d'une manière continue ou par endroits. L'échantillon de sol prélevé est immédiatement recouvert d'une couche de paraffine pour éviter les pertes de teneur en eau, puis il est mis dans un étui.

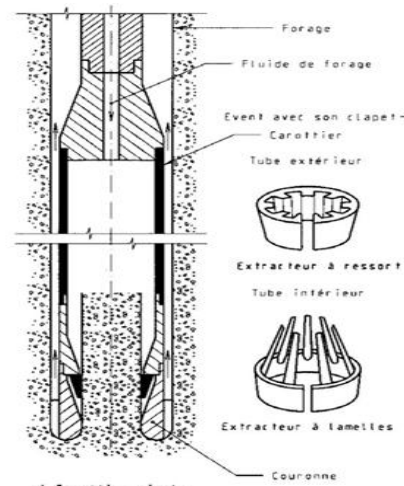


Figure II:2 Coupe schématique d'un carottier

- En réalisant une fouille dans le sol avec une pelle utilisée. L'échantillon est prélevé en enfonçant dans le sol, et à l'aide d'une masse, une boîte cubique(ou cylindrique). Le prélèvement est fait par endroits à des profondeurs déterminées. L'échantillon est immédiatement recouvert de paraffine et par deux couvercles afin d'éviter les pertes de teneur en eau.

Les échantillons obtenus servent le plus souvent à faire des essais de résistance, comme ils peuvent servir pour faire des essais d'identification.

II.3 Essais in-situ

Il y en a plusieurs, on décrira quelques uns qui sont les plus utilisées en pratique.

II.3.1 Le scissomètre (vane test)

Le scissomètre est utilisé pour déterminer la cohésion non drainée pour les sols mous purement cohérents (vase, tourbe, argile molle). L'appareil est constitué d'une tige munie à son extrémité de deux palettes verticales de mêmes dimensions et perpendiculaires entre elles. L'essai consiste à enfoncer l'appareil par un vérin à la profondeur voulue, puis à appliquer un

Chapitre II Reconnaissances géotechniques sur site

moment de torsion M sur la tige. Un cisaillement cylindrique se produit dans le sol le long de la directrice du cylindre de rayon r_0 , analogue au cisaillement rectiligne obtenu (suivant un plan) par la boîte de cisaillement. Au cours de cet essai on suit l'évolution de l'angle de rotation θ en fonction du moment M .

Remarques :

1. Le scissomètre est un appareil d'utilisation courante.
2. C_u est une fonction de la contrainte de consolidation, on peut donc déterminer la variation de C_u avec la profondeur.
3. Il existe deux autres formes de cet appareil : le scissomètre de laboratoire, et le scissomètre de poche.

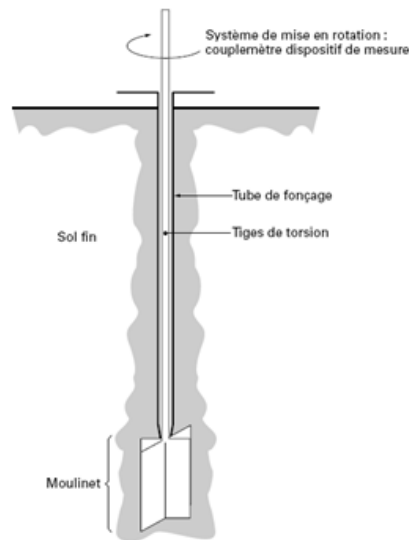


Figure II:3 Coupe schématique d'un scissomètre.

II.3.2 Essais de pénétration

Les essais de pénétration peuvent être réalisés par fonçage d'une pointe conique (pénétrömètre statique), par battage à l'aide d'un mouton d'une pointe conique (pénétrömètre dynamique) ou par battage à l'aide d'un mouton d'un carottier (essai de pénétration au carottier plus connu sous l'acronyme SPT). Les premières améliorations de l'essai au pénétrömètre statique qui est généralement privilégié pour les études de fondations dans la pratique européenne, ont surtout porté sur la capacité de dissocier la résistance de pointe du frottement latéral. Les pointes actuelles comportent à l'arrière du cône un capteur piézométrique. Le pénétrömètre du fait de sa souplesse d'utilisation a ensuite fait l'objet de nombreuses variantes ou systèmes dérivés devenant ainsi piézocône si l'on y intègre un à

plusieurs capteurs de pression interstitielle, sismocône pour un accéléromètre (Reiffsteck, 2002) [36]

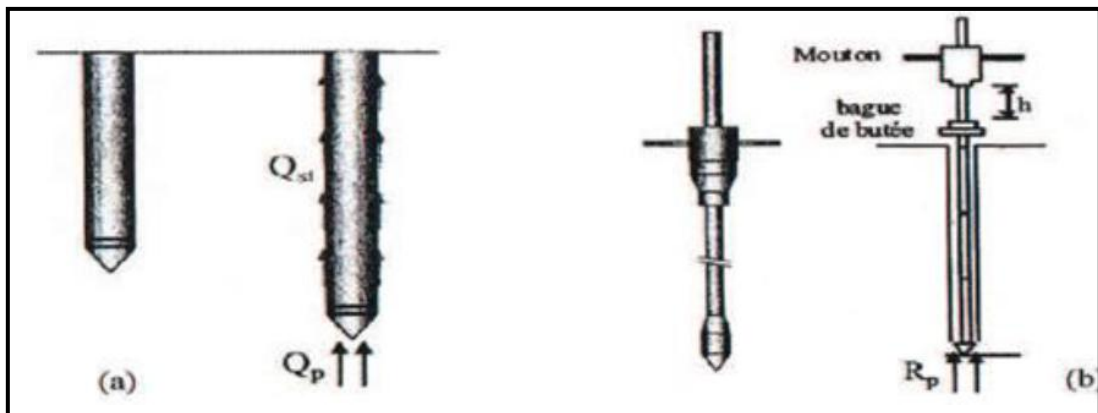


Figure II:4 : Principe du travail pénétromètre, [36]

a) Pénétrromètre dynamique

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges.

L'essai au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de conception et de dimension normalisées. On compte le nombre de coups de mouton nécessaires pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface, vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester. L'essai permet, d'une part, de tracer un profil de pénétration et, d'autre part, de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau). L'essai est d'utilisation courante dans les pays anglo-saxons et notamment aux USA, où il a été mis au point dans les années 1930. Dans ces pays, il est connu sous le nom de Standard Penetration Test (SPT).

Cet essai est conçu essentiellement pour déterminer la capacité portante d'un pieu (élément de fondation profonde), et peut servir pour estimer la capacité portante d'une fondation superficielle. Lors de la reconnaissance des sols il donne aussi une idée sur la nature des couches traversées.

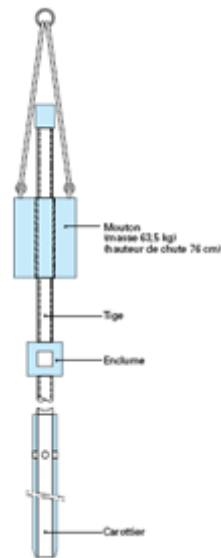


Figure II:5 Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique (SPT)

Le carottier est battu par l'intermédiaire d'un train de tiges. Le battage s'effectue par passes successives à l'aide d'un marteau de 63,5 kg qui tombe en chute libre d'une hauteur de 76 cm sur la tête du train de tiges. La profondeur de chaque passe de pénétration est de 45 cm. Durant le battage, on note trois enfoncements successifs :

- l'enfoncement de mise en place : c'est l'enfoncement du carottier sous son propre poids et sous celui du train de tiges et du dispositif de battage ; la pénétration est poursuivie immédiatement si ce premier enfoncement dépasse 45 cm ;
- l'enfoncement d'amorçage : le carottier est enfoncé de 15 cm sous l'effet de N_0 coups de mouton ;
- l'enfoncement d'essai : le carottier est enfoncé de deux fois 15 cm sous l'effet de N_1 puis N_2 coups de mouton.

La valeur de résistance obtenue n'est pas utilisée pour vérifier la résistance d'une fondation mais donne une indication qualitative sur la nature des sols traversés. En particulier l'essai permet facilement de repérer des passages différents, par exemple une couche plus compressible ou bien une couche graveleuse... Il est également utilisé pour apprécier le compactage de couches de chaussée ou le remblaiement de tranchées. Une version légère portable, appelée PANDA mise au point par le CUST de Clermont-Ferrand est équipée pour enregistrer automatiquement l'énergie de compactage appliquée à une pointe fine par un

marteau. Elle est utilisable pour apprécier le compactage de remblais fins sur de petites profondeurs (projet de norme XP P 94-105).^[40]

b) Pénétromètre statique

Avec le pénétromètre statique, la pointe est enfoncée dans le sol à vitesse régulière. L'appareil permet la mesure de la résistance de pointe q_c et du frottement latéral f_s lors de l'enfoncement à vitesse lente et constante d'une pointe conique. Les résultats permettent de donner une indication sur la nature des sols traversés. La valeur de la résistance de pointe est utilisée pour le dimensionnement des fondations.^[40]

II.3.3 Pressiomètre

Cet essai dû à Louis Ménard est réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable descendue dans un forage à la profondeur voulue. La cellule de mesure et les deux cellules de garde sont gonflées par paliers successifs. Grâce aux cellules de garde, la pression exercée sur la tranche de sol investiguée peut être considérée comme uniforme. Le graphe de l'essai trace le volume d'eau injecté dans la cellule de mesure en fonction de la pression appliquée sur le sol. Lorsque la pression augmente, le sol est dans une phase pseudo-plastique au sein de laquelle est calculé le module pressiométrique

$$E_M = K \cdot \Delta P / \Delta V$$

Où :

- ΔP = palier de pression appliquée à la sonde ;
- ΔV = augmentation de volume de la sonde ;
- K est une constante liée à la géométrie de la sonde (homogène à un volume).

Puis au-delà de la pression dite de fluage (P_f), le sol entre dans le domaine plastique, jusqu'à ce que la déformation augmente très rapidement, pour une pression baptisée pression limite (P_l). Ces deux paramètres importants E_M et P_l sont utilisés pour calculer le tassement ainsi que la contrainte de rupture d'une fondation superficielle ou profonde. Le pressiomètre est également utilisé pour contrôler in situ l'amélioration d'un sol (compactage, consolidation dynamique, vibroflotation).^[40]

Chapitre II Reconnaissances géotechniques sur site

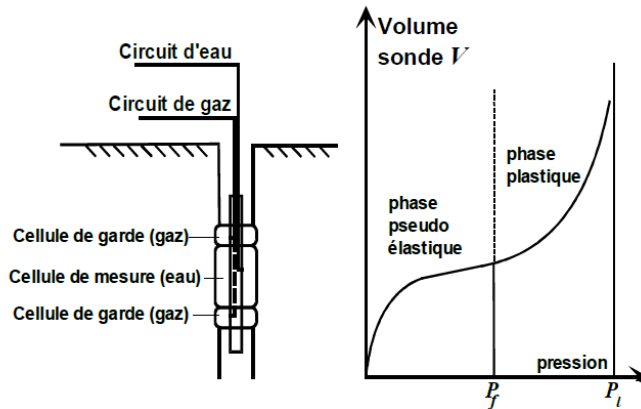


Figure II:6 Schéma de l'essai pressiométrique et courbe d'interprétation [40]

Le pressiomètre Ménard comprend deux parties principales : la sonde et l'unité de contrôle, dite « contrôleur pression-volume », en abrégé CPV. Ces deux parties sont reliées par des tubulures semi-rigides de plastique.

La sonde se compose de trois cellules indépendantes, montées autour d'une âme métallique :

- la cellule centrale, dite cellule de mesure, qui contient de l'eau et dont la mise en pression en cours d'essai provoque la variation de volume ;
- les cellules de garde, qui contiennent du gaz et qui encadrent la cellule de mesure ; la mise en pression des cellules de garde en cours d'essai est réalisée simultanément à celle de la cellule de mesure, de manière à maintenir la forme globalement cylindrique de la sonde ; ainsi, la déformation de la cellule de mesure est uniquement radiale et l'essai pressiométrique est un essai en déformation plane.

D'après leur conception technologique, on distingue deux principaux types de sondes, qui sont :

- les sondes à cellules superposées, connues commercialement sous le nom de sondes E ;
- les sondes à cellules emboîtées, connues commercialement sous le nom de sondes G.

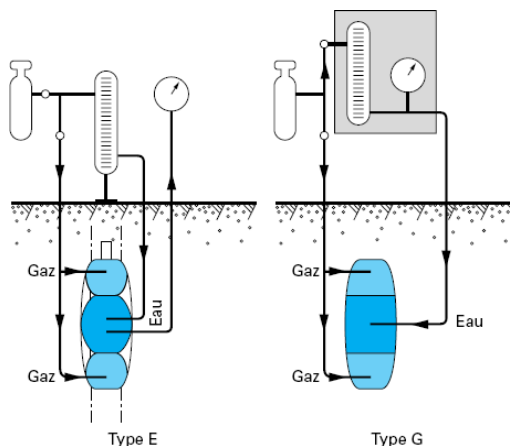


Figure II:7 L'essai pressiométrique

Chapitre II Reconnaissances géotechniques sur site

Après avoir réalisé le forage, la sonde préalablement étalonnée est descendue dans le forage à la cote prévue pour l'essai, puis elle est mise en pression par l'opérateur par paliers de pression d'incrémentations égaux, maintenus chacun pendant une minute. Pour chaque palier de pression, l'opérateur note la quantité d'eau qui quitte le CPV, au bout de 15 s, 30 s et 1 min. Cette quantité d'eau est utilisée à la fois pour déformer le terrain (c'est le phénomène que l'on veut mesurer) et pour compenser les effets parasites dus à la dilatation de l'ensemble des conduits du pressiomètre et à la compressibilité de l'eau du système. Le mode opératoire impose que la pression limite du sol soit atteinte au bout de dix paliers de pression (environ). Cela implique que l'opérateur connaisse a priori cette valeur. Il la déduit en pratique des informations obtenues sur le terrain lors de la mise en place de la sonde et de son expérience. Une fois la pression limite atteinte (ou les capacités maximales de pression de l'appareil mobilisées), la sonde est dégonflée et déplacée à la nouvelle cote d'essai dans le forage, et ainsi de suite jusqu'à la profondeur maximale fixée.

Une courbe dite courbe pressiométrique (aussi appelée « courbe d'expansion ») est obtenue en portant en abscisse la pression p dans la cellule de mesure et en ordonnée la variation de volume v à la fin du palier de pression correspondant. On appelle « courbe brute » la courbe représentant les valeurs (p_m, v_m) relevées sur le terrain par l'opérateur (ou enregistrées par l'enregistreur). On appelle « courbe corrigée » la courbe (p, v) obtenue après application de corrections diverses à ces valeurs.

Ces corrections concernent :

- les variations parasites de volume (dilatation du CPV et des canalisations diverses, compressibilité de l'eau) ; elles sont évaluées par étalonnage, en dilatant le système alors que la sonde est placée dans un tube d'acier indéformable ;
- la résistance propre de la sonde ; c'est la résistance que les membranes des cellules opposent à la déformation ; elle est déterminée par dilatation de la sonde à l'air libre
- la hauteur piézométrique ; la pression mesurée au niveau du CPV doit être majorée de la pression correspondant au poids de la colonne d'eau entre ce CPV et le milieu de la cellule de mesure.

La courbe pressiométrique (figure ci-dessous) se compose de deux branches, chacune à concavité monotone, se raccordant en un point d'inflexion noté (p_r, v_r) où p_r est appelée pression de recompaction :

Chapitre II Reconnaissances géotechniques sur site

- la première branche, à concavité tournée vers l'axe des pressions, correspond à la phase où la réponse du massif est gouvernée, pour l'essentiel, par le serrage progressif du terrain au bord du trou (ce terrain a été décomprimé et remanié par l'opération de forage) ;
- la deuxième branche, à concavité tournée vers l'axe des volumes, traduit au contraire une déstructuration progressive du massif en raison de la nature et de l'intensité du champ de contrainte déviatorique qui lui est imposé.

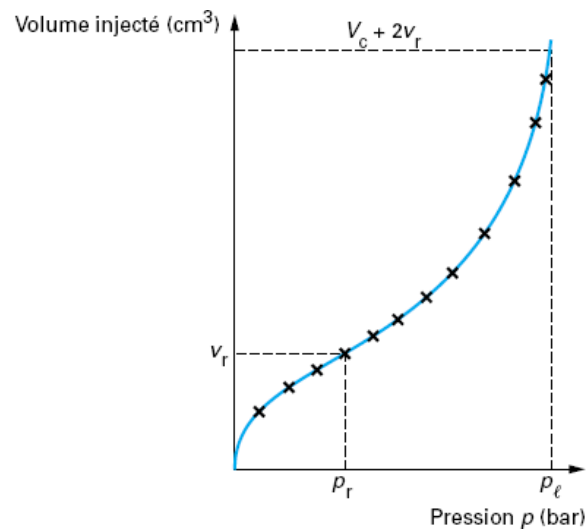


Figure II:8 courbe des variations de volume en fonction de la pression

Les résultats expérimentaux relevés par l'opérateur ou enregistrés sont interprétés soit « manuellement », soit le plus souvent par ordinateur. Dans ce dernier cas, le programme calcule la courbe corrigée qu'il présente à l'écran et sur imprimante puis les caractéristiques pressiométriques E_M et p_l .

Les valeurs de E_M et p_l déterminées sur un forage sont ensuite présentées sur un profil en fonction de la profondeur z . Ce profil est appelé profil pressiométrique (figure ci-dessous). En plus des caractéristiques pressiométriques, ce profil indique la nature des sols rencontrés ainsi que le niveau éventuel de la nappe d'eau souterraine, ces informations étant obtenues lors du forage préalable nécessaire à la mise en œuvre de la sonde. L'outil de forage utilisé est également indiqué.

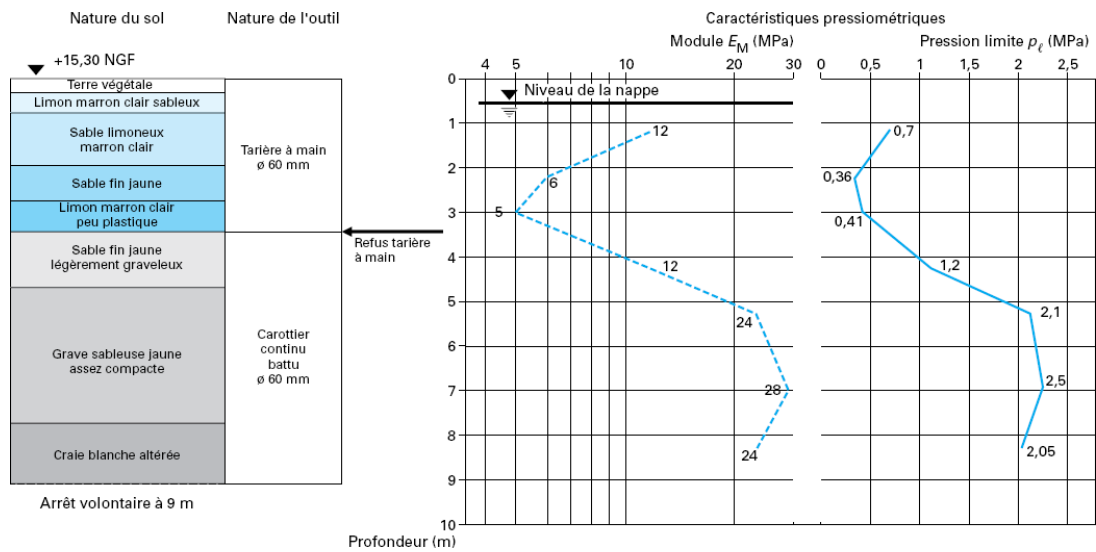


Figure II:9 Caractéristiques pressiométriques

II.4 Essais de cisaillement

Les essais de cisaillements consistent à déterminer les caractéristiques de résistance des sols en imposant une contrainte de cisaillement soit par traction ou arrachement vertical de l'appareil soit par rotation autour de son axe.

Le scissomètre est l'essai de cisaillement le plus répandu, le cisaillement étant réalisé par rotation des pales rectangulaires. Son utilisation est fréquente pour la détermination de la cohésion non drainée des argiles qui est reliée au couple de torsion appliqué. Selon Tavenas et Leroueil (1987) cité par (Meribout, 2008), les effets de la géométrie particulière de l'appareil sur le frottement, la distribution non uniforme des contraintes ou encore sur la rupture progressive du sol (qui peut avoir lieu au cours du cisaillement), sont mal connus et rendent difficile l'interprétation des résultats. (Meribout, 2008)

Le scissomètre auto foreur développé par ((Baguelin et Jézéquel) en 1973 cité par (Reiffsteck, 2002)), consiste à descendre une sonde par autoforage pour réduire au maximum les effets de remaniement de sol. Suivant le même principe que le scissomètre, le cisaillement est appliqué par rotation de la partie cylindrique munie de pales et le couple torsion avec l'angle de rotation sont mesurés. [36]

Le phacomètre reproduit le principe des premiers essais de cisaillement en forage développé aux Etats -Unis sous le nom de « borehole shear test » selon Reiffsteck (2002). Il consiste à dilater dans un forage préalable une sonde munie d'aspérités qui pénètrent dans le

sol. La résistance au cisaillement du sol est alors mesurée lors de l'arrachement vertical de la sonde.

II.4.1 Essai à la plaque et essai de fondation

L'essai consiste à charger et décharger la surface du sol par une plaque rigide qui produit un tassement uniforme en surface (Figure II:73.a) ou dans un forage (essai de fondation) et à mesurer le tassement du sol situé à l'aplomb du centre de gravité de la plaque rigide chargée. Pour cela on utilise une plaque que l'on sollicite avec un vérin placé sous l'essieu d'un camion servant de massif de réaction. Le déplacement est mesuré à l'aide d'un appareil spécifique appelé poutre Benkelman destinée à amplifier le déplacement (Figure II:73.b). [36]

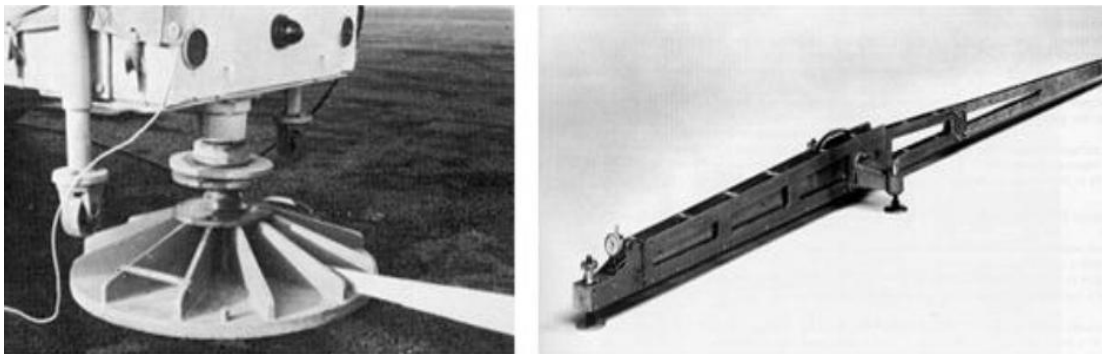


Figure II:10 Essai de plaque .[36]

L'essai proprement dit consiste à charger la plaque jusqu'à obtenir une pression moyenne sous la plaque de 0,25 MPa pendant 30s au minimum. Lorsque cette pression est atteinte, on attend la stabilisation de la déflexion.

Après un déchargement en moins de 5 secondes, on recharge la plaque à la même vitesse jusqu'à une pression de 0,2 MPa. Les tassements de la plaque au premier, au deuxième chargement et au déchargement sont notés . Le module de déformation d'un essai de plaque se calcule d'après la formule suivante :

$$E_{\text{plaque}} = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{P D}{z_2} \dots\dots\dots (\text{II:1})$$

avec :

P : charge appliquée.

D : diamètre de la plaque rigide.

ν : coefficient de Poisson.

z₂ : tassement de la plaque lors de deuxième chargement, $z_2 = z_1 - z_0$.

(Nguyen, 2008)

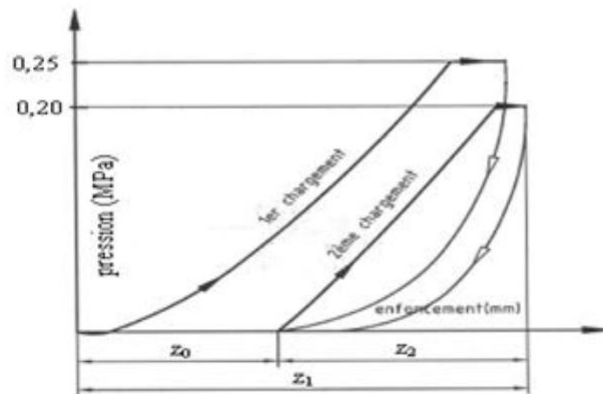


Figure II:11 : Principe d'un essai de plaque .^[36]

II.5 Essais triaxiaux in situ

Récemment des essais triaxiaux in situ ont été développés simultanément au Japon et en France. Ces essais tentent de recréer in situ un état de contrainte homogène similaire à celui de l'essai triaxial de laboratoire.

La réalisation d'un essai au moyen de ces sondes est simple : la cellule de pression latérale est remplie d'un fluide, ce qui permet d'appliquer à l'éprouvette une contrainte horizontale et, par l'intermédiaire d'un piston, on applique à l'éprouvette une contrainte axiale qui croît jusqu'à la rupture de l'éprouvette par cisaillement. De par leur conception, ces appareils offrent la possibilité d'imposer des chemins de contraintes par l'asservissement du piston et de la cellule de pression latérale.

Les essais développés au Japon sont destinés principalement aux roches et aux sols raides et découlent de l'essai de surcarottage (Tani, 1999) cité par (Reiffsteck, 2002). Les deux premiers sont réalisés à partir de la surface. La force verticale développée par la force de confinement dans le premier essai exige une réaction par ancrage. Cette force disparaît dans le second essai, où une enceinte métallique suffit à confiner la pression cellulaire.

Le dernier essai consiste à réaliser une éprouvette cylindrique creuse ce qui autorise la réalisation d'une simulation de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique. Les dimensions importantes de l'essai permettent de mettre en place aisément un système de mesure des déplacements. (Reiffsteck, 2002)^[36]

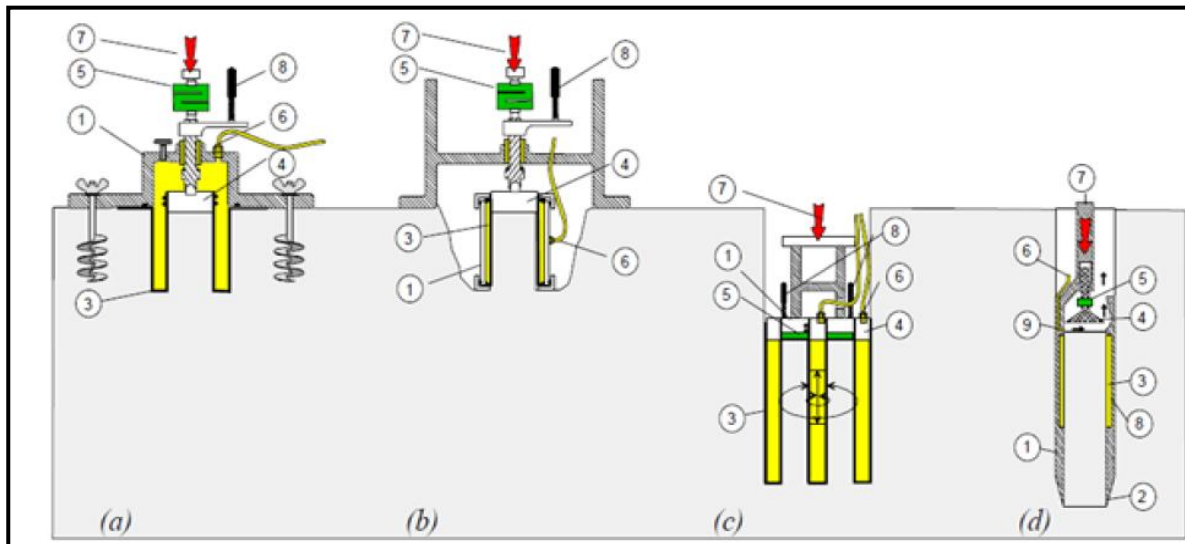


Figure II:12 : Essai triaxial in situ.^[36]

a. brevet Ishibashi,

b. brevet Fukushima,

c. brevet CRIEPI (d'après Tani, 1999),

d. brevet LCPC, d'après Reiffsteck, (2002)

1 : enceinte,

5 : capteur de force

9 : désagrégation

2 : trousse coupante

6 : tuyauterie

3 : membrane,

7 : chargement

4 : chapeau

8 : capteur de déplacement

I.6. Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté les différents essais pouvant être réalisés sur site avec interprétation des résultats de chaque essai.

CHAPITRE III

**Evaluation des paramètres géotechniques
au laboratoire**

Chapitre III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire

III.1 Introduction à la mécanique des sols

La mécanique des sols est une discipline faisant partie des techniques de génie civil qui a pour objet l'étude des matériaux constitués de particules solides, liquides et gazeuses qui forment les terrains meubles.

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur. La norme XP P 94-010 (1996) donne une définition officielle de la géotechnique : « Science qui étudie les sols sous tous les aspects qui intéressent l'ingénieur de génie civil : mécanique des sols, mécanique des roches, géologie de l'ingénieur, technique de travaux, technique de construction ». La géotechnique s'appuie donc sur:

- la géologie qui retrace l'histoire de la terre, précise la nature et la structure des matériaux et leur évolution dans le temps,
- la mécanique des sols
- la mécanique des roches
- Il convient de bien différencier ce que nous appelons roches et sols :
 - Roches : géomatériaux possédant une cohésion et une résistance à la compression simple supérieure à 10 MPa.
 - Sols : géomatériaux pulvérulents ou cohésifs mais ne présentant pas ou pratiquement pas de résistance à la compression simple. La cohésion disparaît par dissolution.

III.1.1 structure des sols :

Suivant la dimension des particules, il convient de distinguer deux catégories de sol qui présentent des structures très différentes:

- Les sols pulvérulents : $D > 20 \mu\text{m}$
- Les sols cohérents : $D < 20 \mu\text{m}$

Les sols réels sont des mélanges de matériaux pulvérulents et cohérents. On précise aussi la distinction entre les *sols grenus* et les *sols fins*.

a) Sols grenus : pour ces sols

50 % en poids des grains ont un $\square > 80 \mu\text{m}$

Chapitre III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire

Seules les forces de pesanteur qui interviennent dans l'équilibre de la structure

Il n'y a pas de collage entre les grains, le sol grenu coule entre les doigts

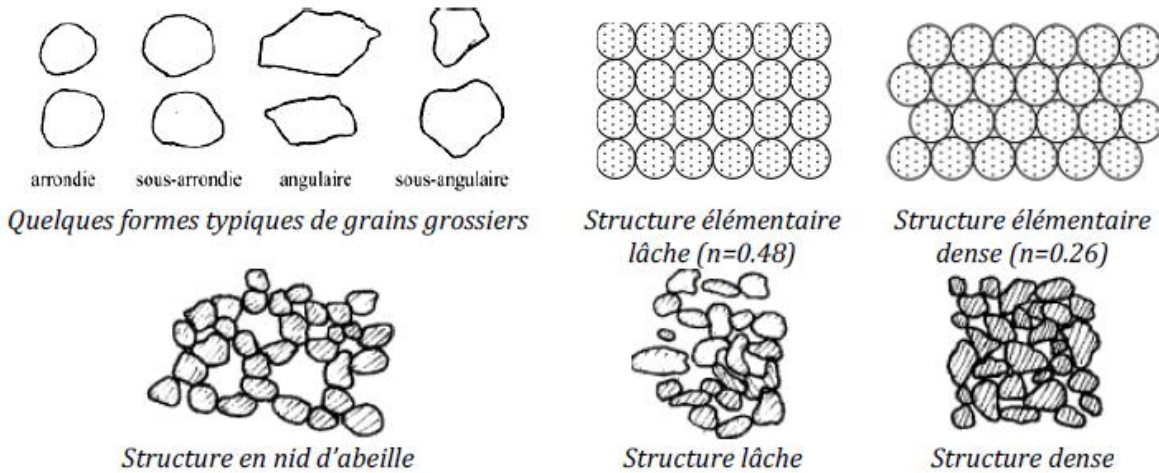


Figure: III:1 Arrangement de sol à grains grossiers (sable)

– Ils relativement perméable

b) Sols fins : pour ces sols :

- 50 % en poids des grains ont un $\square < 80 \mu\text{m}$

- Les propriétés dépendent de la composition minéralogique des grains

- Ils sont relativement imperméables

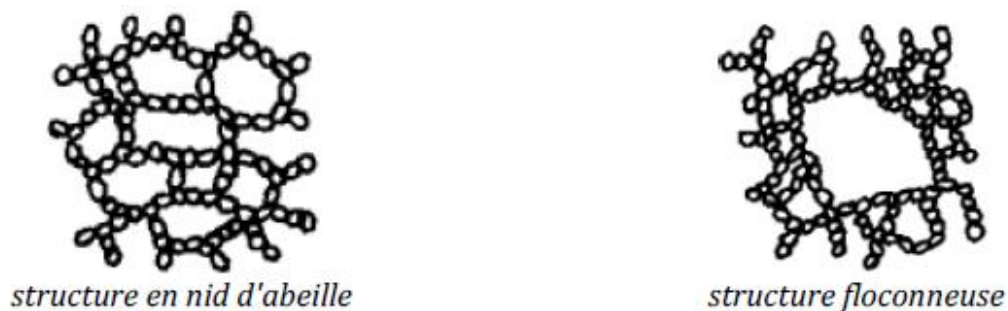


Figure III:2 Différents arrangements de plaquettes d'argile

III.2 Identification et classification des sols

Tous ces essais (granulométrie, teneur en eau, Proctor, limites d'Atterberg, essai au bleu) sont des essais d'identification. Parmi ceux-ci, granulométrie et teneur en eau concernent le squelette du sol et ne renseignent absolument pas sur les relations entre grains.

Chapitre III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire

Les limites d'Atterberg, l'essai au bleu et l'essai Proctor sont au contraire des essais qui tiennent compte des relations intergranulaires.

Mais tous ces essais d'identification sont effectués en remaniant le sol. Ils ne sont donc pas suffisants pour étudier un sol en place une fondation d'ouvrage par exemple. Surtout, ils ne peuvent pas renseigner sur l'histoire du sol (au sens géologique). D'autres essais le permettront.

III.3 L'analyse granulométrique

L'analyse granulométrique, c'est l'étude au laboratoire de la répartition des grains d'un sol selon leurs dimensions, en suivant un mode opératoire bien précis. Pour les sols grossiers ($D \geq 80 \mu m$), on effectue un tamisage, tandis que pour les particules très fines ($D < 80 \mu m$), l'essai se fait par sédimentométrie. En général, l'interprétation des résultats se fait en dressant la courbe du tamisât cumulé en fonction du diamètre des grains, Figure III:4.

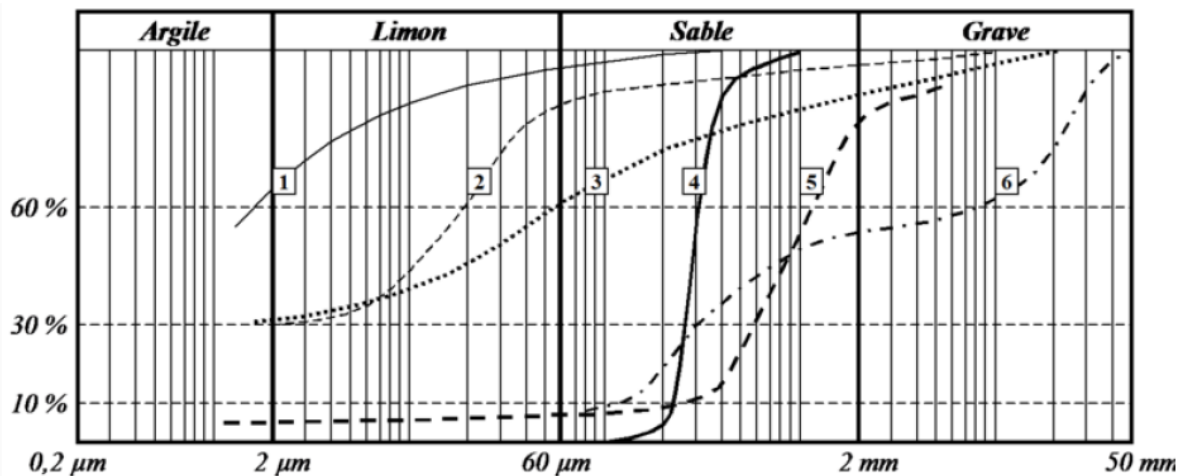


Figure III:3 Courbe granulométrique typique.

Pour la description de la répartition granulométrique, on introduit : le coefficient de courbure C_c et le coefficient d'uniformité C_u (dit de Hazen). :

Tableau III-1 caractéristique de la courbe granulométrique

	d_{10}	C_u	C_c	Passant 2 mm	Passant 80µm	Passant 2µm
1- Argile verte de Romainville	–	–	–	100%	97%	65%
2- Limon des plateaux (Beauce)	–	–	–	95%	88%	30%

Chapitre III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire

3- Argile sableuse (Carmaux)	–	–	–	87%	63%	32%
4- Sable de dunes (Landes)	220	1.4	1	100%	0%	0%
5- Sable alluvionnaire (Missillac)	200	6	1.5	85%	8%	5%
6- Grave alluvionnaire de la seine	100	80	0.1	53%	8%	–

Avec :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \dots\dots\dots(III:1)$$

III.3.1 L'analyse granulométrique par tamisage

L'analyse granulométrique par tamisage L'essai consiste a faire passer un échantillon repère sen tarif de sol a travers des tamis superposes dont le ouvertures vont en décroissant du haut vers le bas Les particules les plus grosses sont donc retenue sur les tamis les plus hauts, tandis que les particule plus fines se dirigent vers les tamis inferieurs.

Mécaniquement ou manuellement, on soumet les tamis a des mouvements horizontaux et verticaux de façon a laisser l'échantillon de sol consternent en contact avec la surface des tamis et a augmenter ainsi L'efficacité du tamisage. Les particules retenues sur un tamis portent le nom de refus ou retenu , alors que la quantité de sol ayant traverse un tamis s'appelle <<tamisat >> ou <<passant>> . Lorsque les masses retenues sur chaque tamis deviennent constantes, le tamisage est termine et tous les refus sont peses. La masse de chaque refus est ensuite comparée a la masse totale de l'échantillon, ce qui permet de calculer les pourcentages de refus cumulatif et de passant.

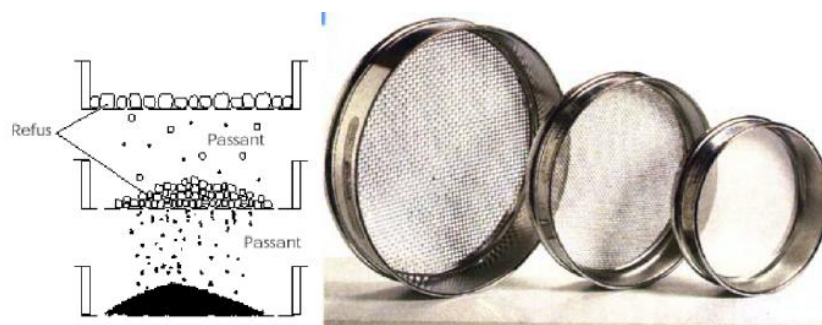


Figure III:4 Analyse granulométrique par tamisage

Chapitre III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire

III.3.2 L'analyse granulométrique par sédimentation

Avec les particules dont le diamètre équivalent est inférieur à 0,08 mm, l'utilisation de tamis est physiquement impossible. On procède plutôt à une analyse granulométrique par sédimentation afin d'estimer la distribution granulométrique des particules de silt et d'argile. Cette analyse est basée sur les relations suivantes, établies par le physicien anglais G. G. Stokes en 1850, entre la vitesse de chute d'une sphère dans un liquide, le diamètre de la sphère, la densité relative de la sphère et du liquide et la viscosité du liquide :

$$V = \frac{9.8 \times D^2 (D_{rs} - D_{ri})}{3\eta} \dots\dots\dots(III:2)$$
$$D = \sqrt{\frac{3V\eta}{9.8 \times (D_{rs} - D_{ri})}}$$

Ou : D = Diamètre de la sphère (mm).

V = vitesse de chute de la sphère (cm/min)

D_{rs} = densité relative de la sphère .

D_{ri} = densité relative du liquide.

η = viscosité dynamique du liquide (Pa .s)

Les équations de Stokes indiquent que la vitesse de chute d'une sphère est directement proportionnelle au carré de son diamètre: plus la sphère est grosse, plus sa vitesse de chute est élevée. (ces notions s'appliquent principalement aux particules sphériques dont le diamètre varie approximativement de 0,0002 mm à 0,2 mm, En effet, les particules plus grosses provoqueraient de la turbulence en tombant, tandis que des particules plus petites seraient, sujettes à des mouvements de va-et-vient causés par les forces d'attraction et de répulsion entre elles (mouvement brownien).

Chapitre III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire



Figure III:5 Analyse granulométrique Par sédimentation

Tableau III-2 Dénomination des sols selon la granularité

Nom	Sol à matrice fine				Sol à matrice grossière						Sol très grossier		
	Argile	Limon (Si)			Sable (Sa)			Grave (Gr)			Cailloux	Blocs	Gros blocs
		Fin	Moyen	Grossier	Fin	Moyen	Grossier	Fin	Moyen	grossier			
Symbole	CI	FSi	MSi	CSi	FSa	MSa	CSa	FGr	MGr	CGr	Co	Bo	LBo
Taille des particules (mm)		0.002	0.006	0.02	0.063	0.2	0.63	2	6.3	20	63	200	630

La dénomination d'un sol à partir du résultat de l'analyse granulométrique est donnée par le tableau 2 (Norme *NF EN ISO 14688-1*).

Pour les sols composites (constitués de plusieurs fractions granulaires), ils sont désignés par l fraction granulaire principale et une ou plusieurs fractions secondaires. La fraction secondaire sera écrite en lettres minuscules. Par exemple :

- grave sableuse : **saGr**
- argile graveleuse : **grCl**
- sable fin argileux :

L'étalement de la granulométrie est précisé par les facteurs C_u et C_c pour une division granulométrique donnée conformément au tableau suivant (**XP P 94-011**) :

Tableau III-3 : qualificatif de la granularité

Division granulométrique	Qualificatif	C_u	C_c
Grave 2 mm – 63 mm	Bien gradué	$C_u > 4$ et $1 < C_c < 3$	

Chapitre III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire

	Mal gradué	$Cu < 4$ ou $Cc < 1$ ou $Cc > 3$
Sable 0.063 mm – 2 mm	Bien gradué	$Cu > 6$ et $1 < Cc < 3$
	Mal gradué	$Cu < 6$ ou $Cc < 1$ ou $Cc > 3$

III.4 Les limites d'Atterberg

Les sables fins se présentent sous l'aspect de poudre – d'où leur nom de sols pulvérulents – les argiles par contre forment des pâtes des lesquelles chaque grain est relié aux grains voisins par des forces de cohésion dues à la présence des couches adsorbées. La consistance qui en résulte dépend en grande partie de la teneur en eau du matériau. Une argile complètement imbibée est liquide, par contre on trouve des argiles desséchées qui se comportent comme des solides, c'est pourquoi, on distingue trois états dans la consistance des argiles : les états liquide, plastique et solide.

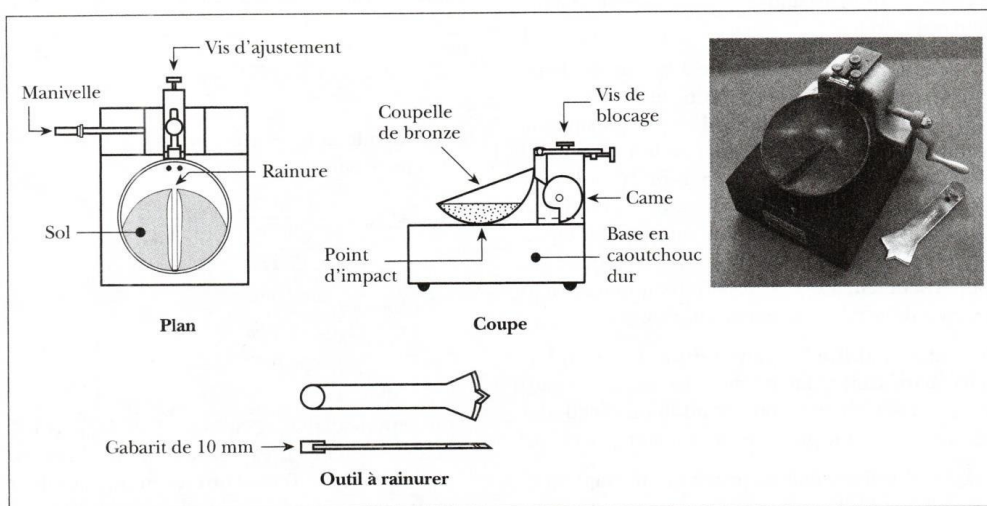


Figure III:6 :Limites d'atterberg ,teneur en eau naturelle et indice

On utilise généralement les limites définies en 1911 par Atterberg et précisées ensuite par Casagrande :

- Limite de liquidité W_L qui sépare l'état liquide de l'état plastique.
- Limite de plasticité W_P qui sépare l'état plastique de l'état solide
- Limite de retrait W_R qui sépare l'état solide sans retrait à celle avec retrait.

Chapitre III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire

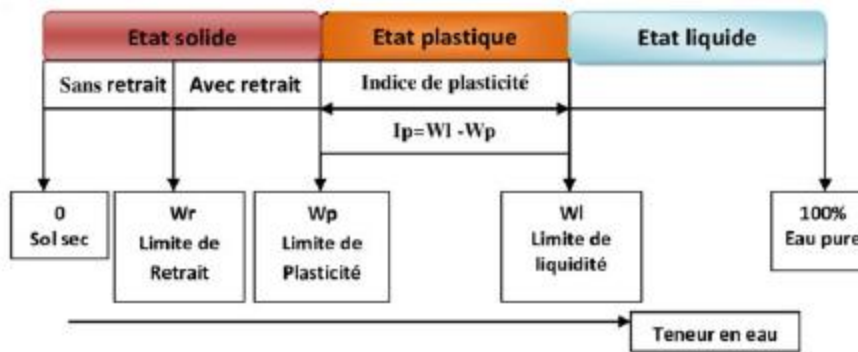


Figure III:7 Détermination de la limite de liquidité.

III.4.1 Limite de liquidité (W_L) NF P94-051

(Méthode de Casagrande à la coupelle)

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de ∇ .

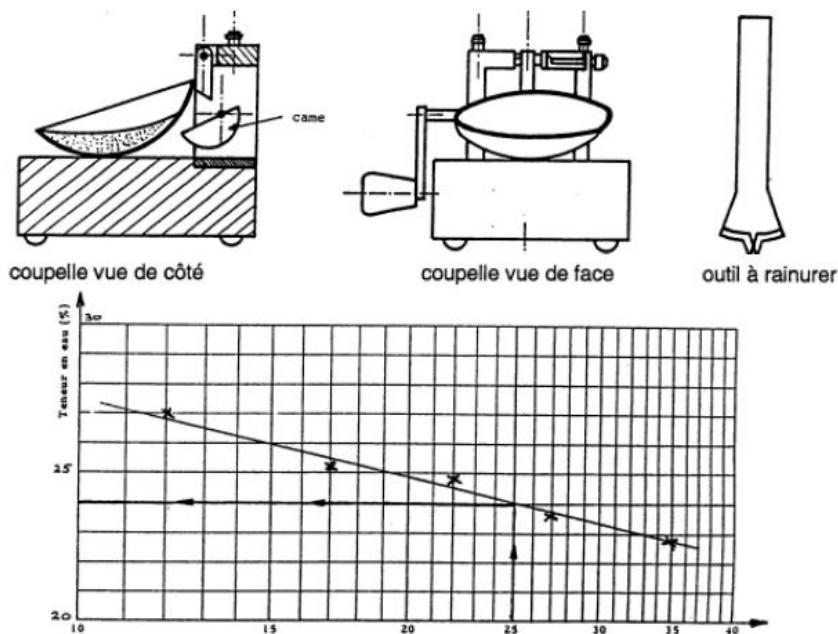


Figure III:8 Détermination de la limite de liquidité

On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1 cm , on mesure alors la teneur en eau de la pâte. Par définition, W_L est la teneur en eau (%) qui correspond à la fermeture de la rainure sur 1 cm , en 25 chocs.

Chapitre III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire

III.4.2 Limite de plasticité (W_P) NF P94-051

Pour déterminer la limite de plasticité, on roule l'échantillon en forme de cylindre qu'on amincit progressivement (Figure III:10). La limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se brise (casse) en petits tronçons de 1 à 2 *cm* de long au moment où son diamètre atteint 3 *mm*. Il faut donc réaliser des rouleaux de 3 *mm* de diamètre sans pouvoir faire de rouleaux plus fins. On exécute en général deux essais pour déterminer cette limite.

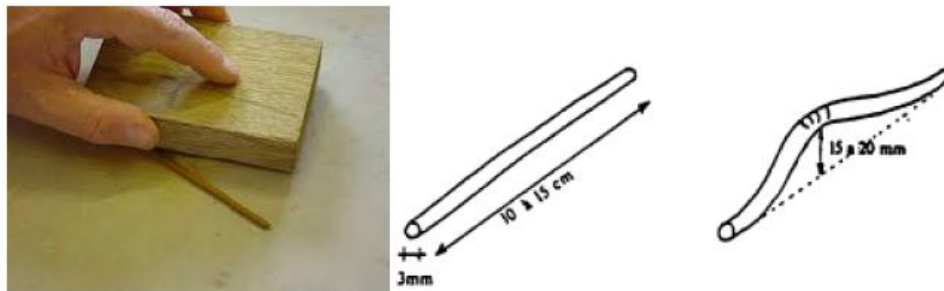


Figure III:9 Détermination de la limite de plasticité.

III.4.3 Limite de retrait (W_R) NF P94-060-1

Le sol est progressivement desséché dans un cylindre métallique jusqu'à atteindre le retrait volumique. La mesure des différents volumes permet de retrouver la teneur en eau correspondant à la limite de retrait.

III.4.4 Indice de plasticité (I_P) NF P94-051

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

$$I_P = W_L - W_P \dots \dots \dots (III:3)$$

III.4.5 Indice de consistance (I_C)

La comparaison de la teneur en eau naturelle w d'un sol et des limites d'Atterberg permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance :

$$I_P = \frac{W_L - w}{W_L - W_P} \dots \dots \dots (III:4)$$

Chapitre III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire

Tableau III-4: qualificatif en fonction de l'indice de consistance

Consistance du sol	Ic	Identification en place
Liquide	Ic < 0	On peut facilement enfoncer le doigt sur plusieurs cm
Très Molle	0 à 0.25	Le pouce s'enfonce facilement sur plusieurs cm
Molle	0.25 à 0.5	Le pouce peut être enfoncé sur plusieurs cm avec un effort modéré.
Ferme	0.5 à 0.75	Empreinte avec le pouce, mais pénétration seulement avec un grand effort.
Très ferme	0.75 à 1	Facile à rayer avec l'ongle du pouce
Dure	Ic > 1	Difficile à rayer avec l'ongle du pouce.

III.4.6 L'Activité (A_c)

L'activité est le rapport de l'indice de plasticité (A_c %) à la teneur en argile (%)

$$I_a = \frac{I_P}{C_2} \dots\dots\dots (III:5)$$

$$C_2 = \frac{m_{d2\mu m}}{m_{d400\mu m}} \dots\dots\dots (III:6)$$

Avec : $m_{d2\mu m}$ et $m_{d400\mu m}$ représentent la masse des éléments inférieurs à 2 μm et 400 μm , respectivement.

III.5 Classification des sols

Classer un sol, consiste à l'identifier grâce à des mesures quantitatives et à lui donner un nom afin de le rattacher à un groupe de sols de caractéristiques semblables.

Les principales classifications utilisées en géotechnique sont :

- La classification **USCS** : mise au point par le Pr Casagrande à l'Université de Harvard en 1942 pour la construction d'aéroports militaires, la classification **USCS** est aujourd'hui largement utilisée dans divers domaines du génie civil et constitue un standard international, " Unified Soil Classification System ".
- La classification des Laboratoires des Ponts et Chaussées **LPC** est adaptée de la classification **USCS**.

Chapitre III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire

- La classification **GTR 92** (Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de forme - septembre 1992) : utilisée dans les travaux de terrassement est aussi très largement répandue.

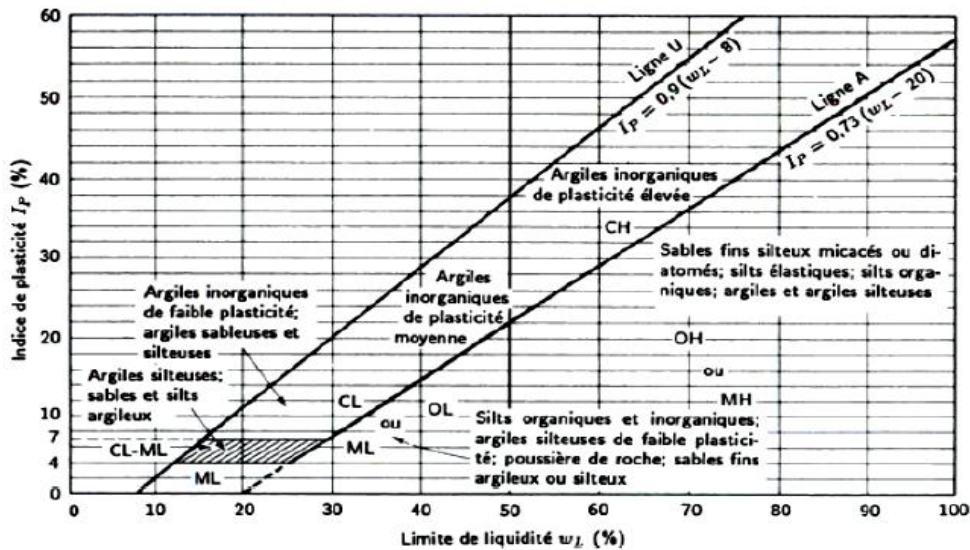


Figure III:10 diagramme de plasticité de Casagrande . [36]

Tableau III-6 Classification des sols grenus plus de 50% d'éléments > 80 μm .

Définitions			Symbole LPC (USCS)	Conditions	Appellations
Graves	Plus de 50 % des éléments > 0,08 <i>mm</i> ont un diamètre > 2 <i>mm</i> .	moins de 5 % d'éléments < 0,08 <i>mm</i>	Gb (GW)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} < 3$	Grave propre bien graduée
			Gm (GP)	Une des conditions de Gb n'est pas satisfaite	Grave propre mal graduée
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 <i>mm</i>	GL (GM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A (figure 14)	Grave limoneuse
			GA (GC)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A (figure 14)	Grave argileuse
Sable	Plus de 50 % des éléments > 0,08 <i>mm</i> ont un	moins de 5 %	Sb (SW)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} < 3$	Sable propre bien gradué

CHAPITRE III Evaluation des paramètres géotechniques au laboratoire

	diamètre < 2 <i>mm</i> .	d'éléments < 0,08 <i>mm</i>	Sm (SP)	Une des conditions de Sb n'est pas satisfaite	Sable propre mal gradué
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 <i>mm</i>	SL (SM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A (figure 14)	Sable limoneux
			SA (SC)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A (figure 14)	Sable argileux
Lorsque la teneur en particules fines (< 0,08 mm) est comprise entre 5 et 12 %, on utilise un double symbole. Par exemple : Sb-SL .					

III.5.1 Classification triangulaire

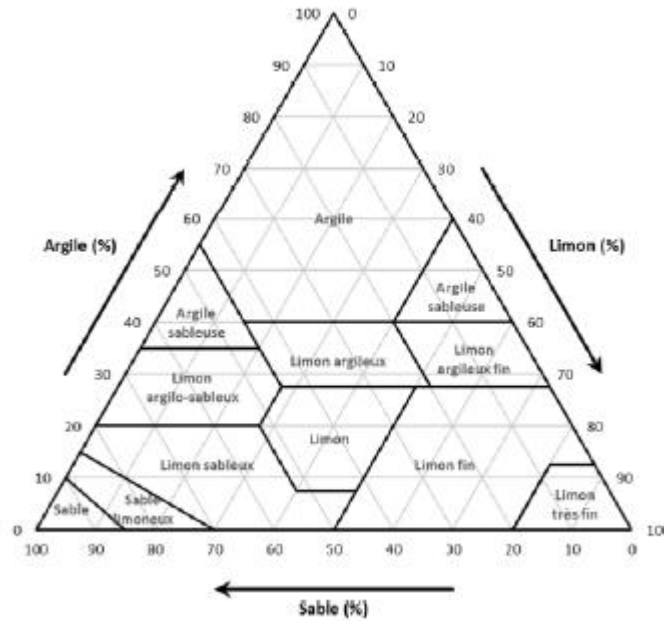


Figure III:11 Diagramme triangulaire de classification . [40]

III.6 L'essai Proctor

III.6.1 Généralités

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

Le protocole de l'essai Proctor suit la norme NF P 94-0931 (détermination des références de compactage d'un matériau). Les valeurs obtenues par l'essai sont notées W_{OPN} pour la teneur en eau optimale, et Y_{OPN} pour la masse volumique sèche optimale.



Figure III:12 molle de Proctor. [27]

L'essai Proctor permet de connaître la densité maximale possible d'un matériau, et sa teneur en eau nécessaire pour aboutir à cette densité.

III.6.2 Procédure expérimentale

a) Préparation

avant le compactage du sol, il faut d'abord :

1. préparer le mélange du sol ;
2. solidariser le moule, l'embase et la rehausse ;
3. lubrifier les parois du moule avec de la graisse ; selon les étapes suivantes :

Préparer le mélange du sol : le matériau doit être mis dans l'étuve jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec pour commencer l'essai. une certaine quantité d'eau est malaxé avec le matériau; on mélange doucement avec une pelle ; après le mélange, le matériau est conservé dans une boîte ou un sac hermétique au moins de 24 heures pour être homogénéifié ; le mélange du matériau constitue la phase la plus délicate de cet essai. solidariser le moule, **l'embase et la rehausse** :cette étape est principalement pour protéger qu'il n'y a pas de décalage entre le corps, l'embase et la rehausse du moule pendant le compactage.

lubrifier la paroi du moule : la paroi du moule doit être lubrifié par de la graisse pour que l'on puisse retirer l'échantillon compacté plus facilement.

III.6.3 Compactage

Introduire alors la quantité de matériau pour que la première couche après compactage soit légèrement plus haute que le tiers de la hauteur du moule ;

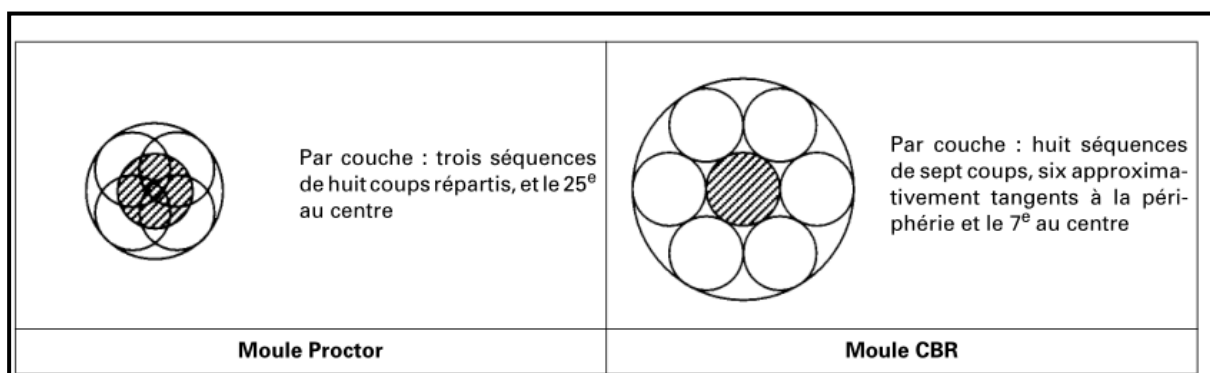
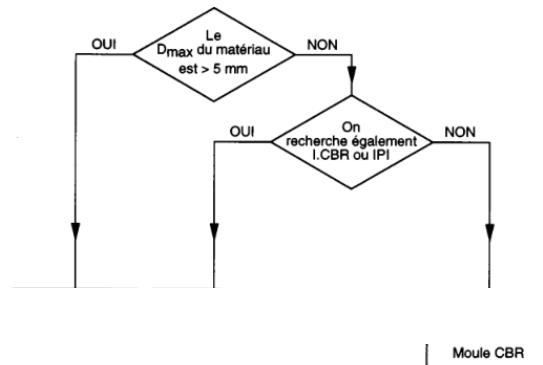


Figure III:13 Position des coups dans le moule Proctor normal et modifié (norme NF P 94-093) .^[27]

III.6.4 Quantité de matériaux - choix du type de moule

La masse de prélèvement varie entre 15 kg et 100 kg suivant la granularité du matériau et suivant que l'on cherche une détermination concomitante de ses caractéristiques de compactage, de son Indice CBR après immersion et/ou de son Indice Portant Immédiat.

Le choix du moule est imposé par la granularité du matériau et l'utilisation envisagée des résultats de l'essai comme indiqué sur la Figure. III:16



III:14 Diagramme de choix du moule de compactage (norme NF P 94-093).

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir d'essais dits : Essai *Proctor normal* ou Essai *Proctor modifié*. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée (Tableau et figure)

III.6.5 Normes de compactage

Tableau III-5 Caractéristiques de compactage pour l'énergie Proctor normal et modifié

Type	Nb total de coups	Hauteur de chute (cm)	Masse Dame (kg)	Diamètre du moule (cm)	Hauteur du moule (cm)	Energie kN.m/m ³
Normal	75	30,5	2,490	10,15	11,65	593
Modifié	280	45,7	4,535	15,20	11,60	2700

Les modalités d'exécution de compactage à l'énergie Proctor normale ou modifié selon la norme française est donnée dans le tableau suivant.

Tableau III-6 modalité d'exécution des essais Proctor normal et modifié norme (NF P 94-093).

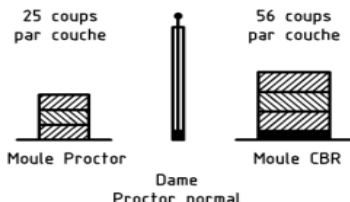
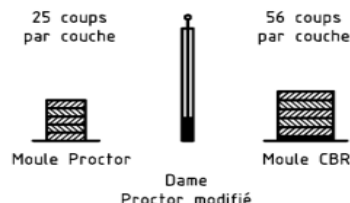
Nature de l'essai	Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Moule CBR	Schéma récapitulatif
Essai Proctor normal	Masse de la dame	2 490 g	2 490 g	<p>3 couches, à raison de :</p> <p>25 coups par couche 56 coups par couche</p>  <p>Moule Proctor Dame Proctor normal Moule CBR</p>
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	305 mm	305 mm	
	Nombre de couches	3	3	
	Nombre de coups par couche	25	56	
Essai Proctor modifié	Masse de la dame	4 535 g	4 535 g	<p>5 couches, à raison de :</p> <p>25 coups par couche 56 coups par couche</p>  <p>Moule Proctor Dame Proctor modifié Moule CBR</p>
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	457 mm	457 mm	
	Nombre de couches	5	5	
	Nombre de coups par couche	25	56	

Tableau III-7 dans la littérature plusieurs normes sont utilisée. un exemple de ces normes est donnée dans le tableau

Référence	Source	Spécificatio
NF P 94-093	AFNOR (France)	<p>Moule Proctor (100 mm)</p> <p>24 coups en 6 tours tangents au bord et 1 coup final au centre</p> <p>Moule CBR (150 mm)</p> <p>7 séquences successives de 6 coups au bord et 1 coup au centre, puis un dernier tour de 6 coups au bord du moule.</p>
DIN 18 127 50.25	DIN (Allemagne)	<p>Moule Proctor (100 mm)</p> <p>25 coups au bord du moule en 3 tours (dame de 50 mm)</p>
DIN 18 127 75.22	DIN (Allemagne)	<p>Moule CBR (150 mm)</p> <p>22 coups au bord du moule en 3 tours (dame de 75 mm)</p>
DIN 18 127 75.59	DIN (Allemagne)	<p>Moule CBR (150 mm)</p> <p>59 coups au bord du moule en 3 tours (dame de 75 mm)</p>
UNE 103 501 94	AENOR (Espagne)	<p>Moule CBR (150 mm)</p>

BS 27 d105	BSI (Royaume Unie)	Moule Proctor (105 mm) 27 coups en bord de moule en 3 tours
------------	--------------------	--

III.6.6 Utilisation de l'essai Proctor dans les travaux de compactage de sols

En travaux publics, lors de la construction d'un stock de terre (un remblai), l'objectif va être de compacter le sol afin à la fois de stocker un maximum de matériau dans le volume donné, et aussi d'augmenter la stabilité du remblai pour éviter les phénomènes de glissement. L'essai Proctor permet de connaître la densité maximale possible d'un matériau, et sa teneur en eau nécessaire pour aboutir à cette densité.

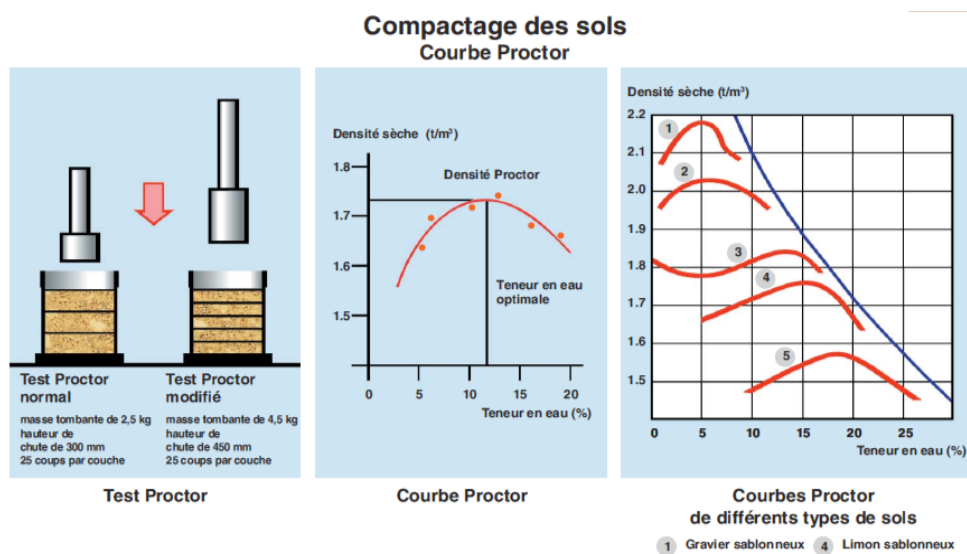


Figure III:15 Compactages des sols [27]

III.3 Conclusion

Nous avons présenté, dans ce chapitre, les caractéristiques d'états et de natures qui permettent l'identification des sols, les méthodes de classification des sols fins et grenus, le compactage des sols qui permis d'améliorer les caractéristiques mécaniques de sol.

CHAPITRE IV

Résultats et discussions

IV.1 Généralités sur le projet

IV.1.1 Nature et localisation du Projet

Le projet s'agissant à une Réalisation des panneaux solaires 300Mw à HASSI DELAA

L'assiette du présent projet se trouve au côté droit de la route CW 232 menant vers HASSI DELAA entre le PK 18 et le PK19 sur une superficie de 600Ha (1 km x 6 km).

Tableau IV-1 Les coordonnées GPS des quatre coins sont

IV-N° point	Zone	X	Y
C1	31S	540994	3685294
C2	31S	540256	3684866
C3	31S	541842	3679065
C4	31S	542715	3679553

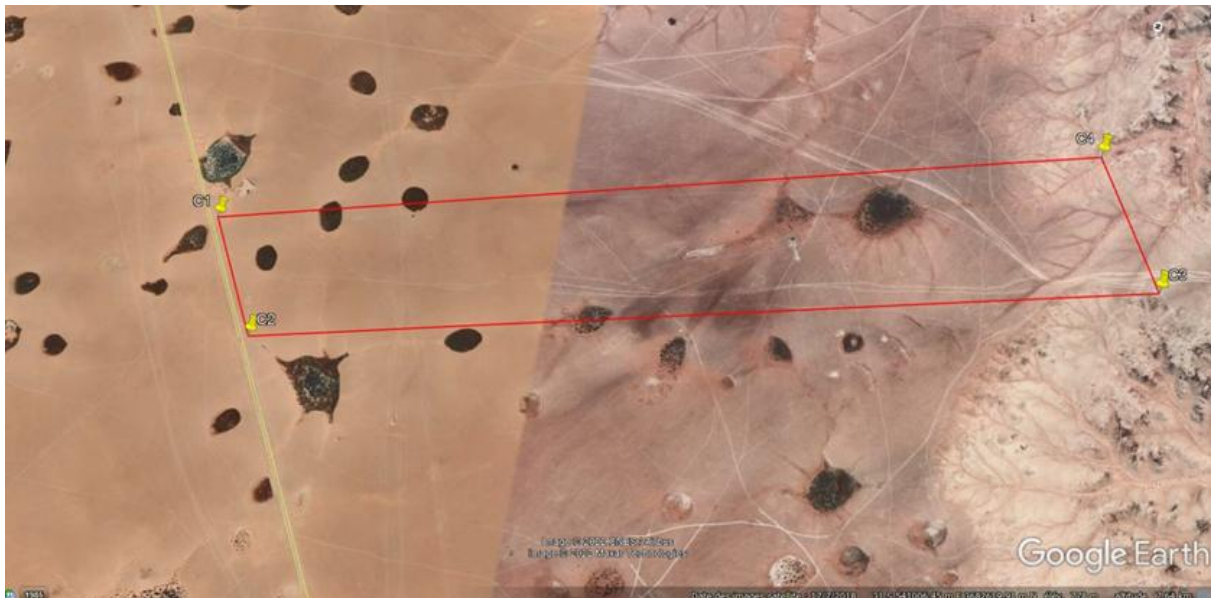


Figure IV:1 Situation du site à étudier

La moitié nord du site se caractérise par une morphologie plane, par contre à la moitié sud qui se caractérise par une morphologie accidentée avec la présence de quelques vallons et cours d'eau.

Le territoire de Laghouat est partagé en deux régions d'inégale superficie, présentant chacune un intérêt particulier.

La première, qui comprend la partie Nord-Ouest de la wilaya, est une région montagneuse, accidentée à peu près nue et aride. Des chaînons rocheux, isolés à pente raide, généralement peu accessibles, y formant les ceintures des grandes vallées. Les dernières

pententes de ces montagnes aboutissent à Laghouat.

Cette Oasis est partagée en deux parties, Nord et Sud, par une crête rocheuse dont la direction générale est Ouest Est. Au Nord une autre ligne de crête parallèle à la précédente offre deux coupures assez larges, l'un donnant passage à l'oued M'Zi, l'autre formant un col appelé le col des sables.

IV.1.2 Aspect géologique

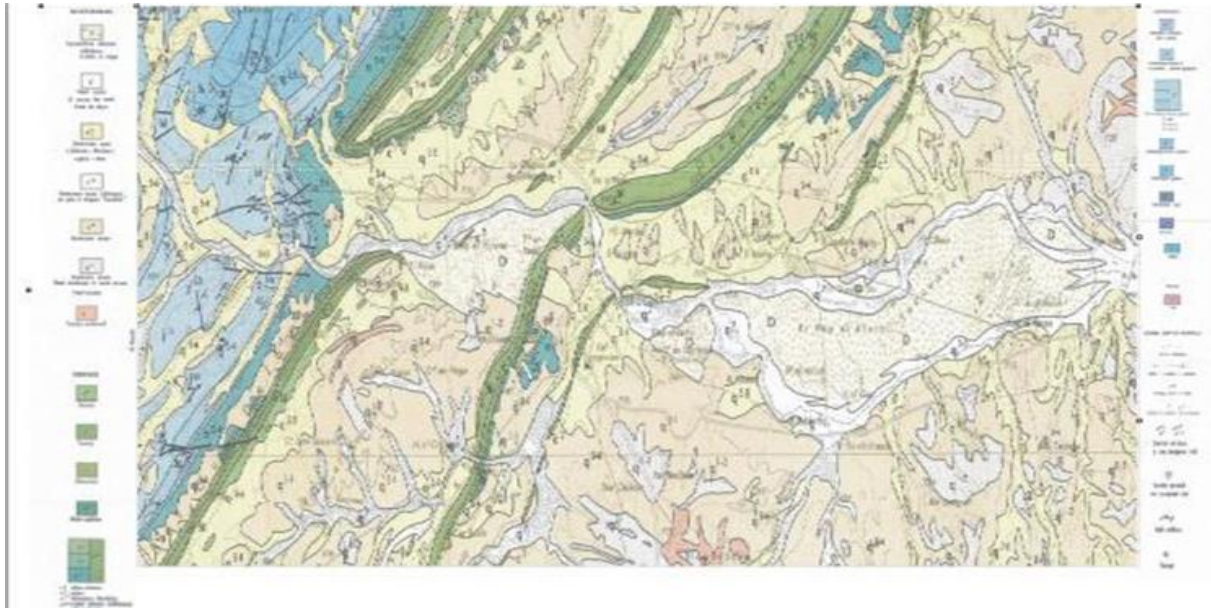


Figure IV:2 Carte géologique de la région de LAGHOUAT

La deuxième région, située au Sud de Laghouat est constituée par d'immenses plaines ondulées formant la zone des dayas.

Dans le Nord de la wilaya, ce sont les éléments du crétacé inférieur qui dominent. Ces éléments sont parfois coupés par des faciès marins normaux à récifaux et par des éléments continentaux lagunaires. En descendant vers le Sud, ces formations sont remplacées par des formations du crétacé supérieur marin et du crétacé supérieur continental, qui atteignent la latitude de Laghouat, entre mêlées de formation du Pontien (miocène).

Plus au Sud encore, les formations des pliocènes continentales composées en particulier des poudings et des calcaires lacustres forment la partie Nord du plateau. Elles dominent presque exclusivement la partie Sud-Ouest, tandis que dans la partie Sud Est apparaissent les formations du Pontien (miocène).

Ces formations allant jusqu'à l'extrême Sud du Plateau, ne changent qu'à la pointe Nord de la Chebka du M'Zab, où réapparaît le crétacé supérieur marin, prolongé vers le Sud par le

crétacé moyen marin et le turonien.

La Série lithologique de la région peut se résumer comme suit :

a) Jurassique supérieur :

La mer dépose des calcaires.

b) Crétacé inférieur :

Retrait de la mer et dépôt de facies continentaux en particulier les grés de l'Albien.

- **Barrémien :**

Il est constitué par de gros bancs métriques de grés à stratification entre croisée avec quelques passages marneux argileux, correspondant à une sédimentation de chenaux fluviatiles.

- **Aptien :**

Sont marqué par des dépôts d'argiles et de gypses, avec des calcaires à concrétions.

- **Albien inférieur :**

Débute par une série argilo-siliceuse avec intercalation de marnes violacées et de gré friable, sableux.

- **Albien supérieur :**

Est représenté par des calcaires gréseux à passées marneuses.

c) Crétacé supérieur :

- **Le cénomanien :** est constitué de marnes gypseuses et de bancs de calcaires dolomitiques.

- **Le Turonien :** est composé par des dolomies et des calcaires dolomitiques à teinte claire. Il ressort dans le paysage en forme de corniche à niveau plus tendre et à pente relativement faible.

- **Le Sénonien :** Comparativement aux autres étages, il recouvre de faibles surfaces. Il est constitué de trois ensembles :

- Des marnes ;
- Des gypses ;
- Des calcaires massifs.

- **Le Miocène :**

Il recouvre en discordance angulaire les terrains sous-jacents du Crétacé supérieur. Il est constitué par :

- Des calcaires à élément fins ;
- Des poudingues ;
- Des sables rouge grésifiés et des marnes

- **Le Pliocène :**

Il est formé à la base par des argiles rouges avec des bancs de calcaires et une série détritique conglomératique au sommet et des sables rouges.

- **Le Quaternaire :**

Le Quaternaire est constitué par des formations alluvionnaires épaisses formées de galets, graviers, sable et limons. Ces dépôts généralement peu reposants dans le domaine saharien sur les dépôts détritiques moi-pliocènes.

Le Quaternaire se caractérise par le remblaiement des fonds des cuvettes endoréiques et des vallées des oueds.

IV.2 Intervention sur site

IV.2.1 Méthode de reconnaissance

La reconnaissance géologique du sol de fondation a été effectuée à la faveur de :

- Douze (12) sondages carottés figés à 06.00 mètres de profondeur chacun,
- Essai SPT,
- Vingt (20) puits de reconnaissance avec prélèvement d'échantillons remanié,
- Trois (03) sondages préssiométriques figés à 6.00mètres de profondeur et réalisation des essais pressiométrique tous les 1.00m,
- Vingt (20) essais au pénétromètre dynamique jusqu'au refus,
- Pose de piézomètre,

a) **Sondage carottes**

Les coupes lithologiques des sondages sont comme suit :

Sondage N°01

0.00-0.10m : Tous Venants de Reg



Figure IV:3 Coupe du sondage N°01

0.10-3.00m : Encroutement calcaire graveleux à caillouteux contenant des blocs rocheux blanchâtre ;

3.00-6.00m : Roche calcaire fracturée affectée par la dissolution blanchâtre.

A la lumière des coupes lithologiques des sondages on peut conclure que le terrain devant recevoir les fondations du projet est homogène, il est formé essentiellement par des intercalations d'encroutements calcaire et roche calcaire fracturé, le tous sont recouverts par une couche mince de Tous Venant de Reg.

IV.2.2 Puits de reconnaissances

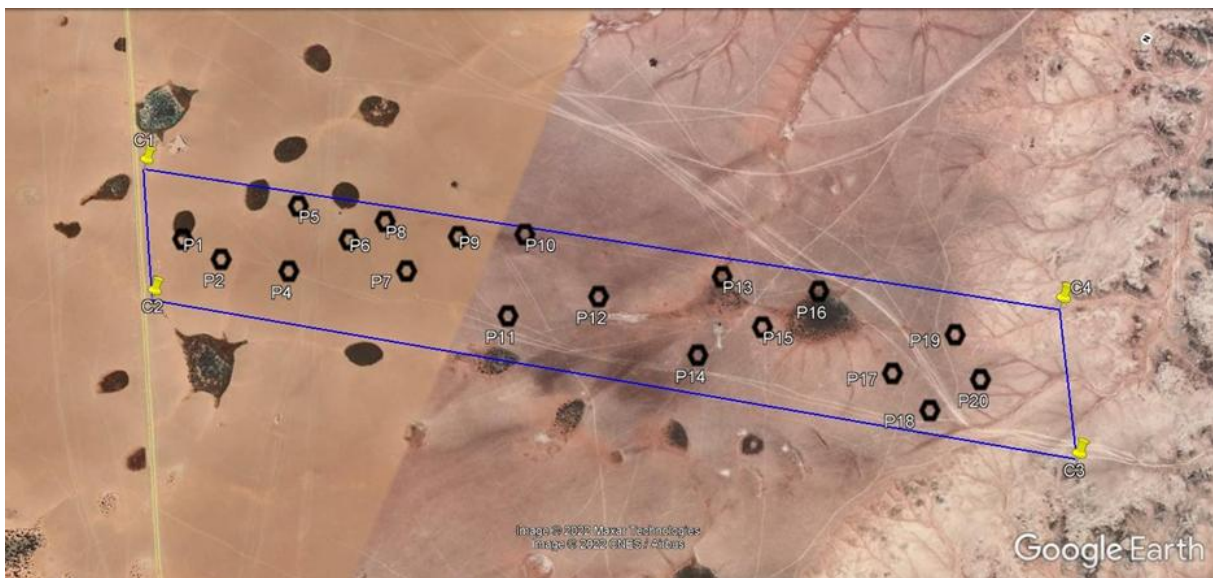


Figure IV:4 Implantation des puits de reconnaissances

Les coupes lithologiques obtenues sont les suivantes

Puit N°01 :

0.00-0.30m : T. V.R

Au-delà de 0.30m le sol est rocheux

Puit N°04 :

0.00-0.20m : T. V.R

0.20-0.40m : Roche calcaire fracturée blanchâtre

0.40-1.00m : encrouement calcaire (tuf)

Puit N°05 :

0.00-0.20m : T. V.R

0.20-0.40m : Roche calcaire fracturée blanchâtre 0.40-1.00m : encrouement calcaire (tuf)

IV.3 Caractéristique géotechnique du sol

Afin de déterminer les caractéristiques géotechniques du sol, des échantillons prélevés des différents faciès ont été soumis aux essais de Laboratoire suivants :

IV.3.1 Essai réalisé sur les sondages carottés

a) Facies Meuble :

- **Analyse granulométrique :**

Les échantillons ont été prélevés au laboratoire à partir de faciès mous, et après le processus d'analyse granulaire, les distributions granulaires enregistrées dans le tableau suivant ont été obtenues.

Tableau IV-2 Résultats de l'analyse granulométrique des faciès meuble

N° SONDAGE SC1		N° SONDAGE SC2				N° SONDAGE SC4		N° SONDAGE SC12	
Prof (m) 0.1-3.0		Prof (m) 0.2-2.0		Prof (m) 2.0 - 6.0		Prof (m) 0.2-3.5		Prof (m) 0.3-3.0	
Ouvertures des tamis (mm)	Pourcentages des tamis cumulés s T (%)	Ouvertures des tamis (mm)	Pourcentages des tamis cumulés s T (%)	Ouvertures des tamis (mm)	Pourcentages des tamis cumulés s T (%)	Ouvertures des tamis (mm)	Pourcentages des tamis cumulés s T (%)	Ouvertures des tamis (mm)	Pourcentages des tamis cumulés s T (%)
10	100	10	100	10	100	10	100	10	100
5	82	5	98	5	82	5	87	5	96

Chapitre IV Résultats et discussions

2	68	2	95	2	73	2	80	2	94
1	60	1	82	1	68	1	75	1	85
0.4	50	0.5	56	0.5	59	0.4	66	0.4	67
0.2	37	0.2	31	0.2	47	0.2	42	0.2	42
0.1	36	0.13	22	0.12	45	0.1	37	0.1	35
0.08	36	0.1	19	0.1	45	0.08	36	0.08	32
0.05	28			0.09	34		27		

Les résultats obtenus dans le tableau précédent, la courbe d'analyse granululaire accompagnant chaque prise d'essai est représentée sur les figures III.1 à III.5

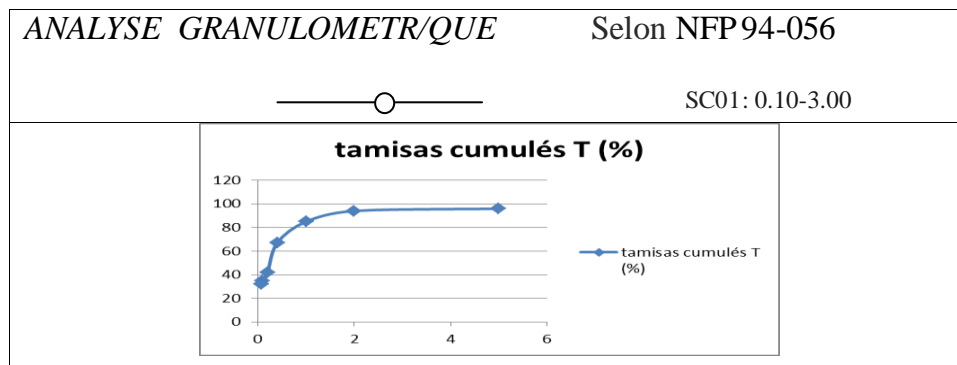


Figure IV:5 la courbe d'analyse granululaire SC01

De là, nous concluons que la zone est dominée par du sable grossier, à très graveleux et parfois faible.

Tableau IV-3 analyse granulométrique

N° SONDAGE	Prof (m)	% Gravieres	%Gros sable	%Sable fin	%Limon	%Argile
SC1	0.1-3.0	32	30	14	10	14
Sc2	0.2-2.0	05	65	30	/	/
	2.0-6.0	28	24	22	10	16
Sc4	0.2-3.5	20	38	18	14	10
Sc12	0.3-3.0	08	48	26	11	07

- **Limite d'Atterberg**

Les mesures des limites d'Atterberg effectuées sur la fraction fine (éléments <0.4mm) du faciès marneux, ont donné les valeurs suivant

Tableau IV-4 La mesure de essai de limites d'Atterberg SC02

<i>Limites d'Atterberg</i>		NF P94-51				
—○—		SC03 : 1.50—5.0				
	1 ^{er} Essai		2 ^{eme} Essai		3 ^{eme} Essai	
N° de la tare	2		5		1	
Poids total humide	12.42		13.44		12.94	
Poids total sec	11.78		12.41		11.97	
Poids de la tare	8.39		6.89		6.85	
Poids de l'eau	0.65		1.03		0.97	
Poids du sol sec	3.39		5.52		5.12	
Teneur en eau >(%)	18.87		18.65		18.90	
Moyenne	18.87		18.65		18.90	

D'après l'abaque de Casagrande, on résulte que la fraction fine de ce faciès correspond à un limon peu plastique parfois une argile peu plastique.

Tableau IV-5 Limite d'Atterberg

N° SONDAGE	Prof (m)	Limite de Liquidité (LL%)	Limite de plasticité (PL%)	Indice de Plasticité (IP %)
SC1	0.1-3.0	28.57	NM	NM
Sc2	2.0-6.0	51.04	37.16	13.88
Sc3	1.50-5.0	37.70	18.90	18.80
Sc4	3.50-6.00	45.44	21.73	23.71
Sc5	2.0-3.0	48.08	29.69	18.39
Sc9	0.0-3.0	32.68	16.57	16.11
Sc12	0.3-3.0	30.37	15.08	15.29

b) Pénétromètre dynamique

Chapitre IV Résultats et discussions

Le domaine préférentiel d'utilisation des pénétromètres dynamiques est la reconnaissance qualitative des terrains lors d'une étude préliminaire.



Figure IV:6 Zone géographique des points de forage

Les résultats de l'essai pénétromètre dynamique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 Les résultats de l'essai pénétromètre dynamique

N° PDL	Refus (m)	q _d (bar)	Q (bar) au refus	Q(bar) à 1.0 m
01	0.20	860	43	43
04	0.40	860	43	43
05	0.20	473	23.6	23.6
08	0.60	473	23.6	23.6
16	2.40	412.5	16.5	7.37
17	1.20	441.1	17.65	10.91
18	0.40	473	23.65	23.65
19	0.40	473	23.65	23.65
20	0.20	473	23.65	23.65

c) Standard pénétration test (SPT)

Tableau IV-7 relation entre le nombre de coups et la compacité du sable

0 à 4	Très lâche
4 à 10	Lâche
10 à 30	Compact
30 à 50	Dense
50 à 80	Très dense

- **Introduction :**

L'essai de pénétration au carottier (SPT) s'est déroulé conformément à la norme NF EN ISO 22476-3 de Juillet 2005, consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un carottier standard, il s'agit d'un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups du mouton N correspondant à un enfoncement donné.

- **Procédure de l'essai SPT :**

Un forage préalable, en diamètre supérieur à 60mm, est réalisé jusqu'à la profondeur à laquelle on désire exécuter l'essai. Il sera curé soigneusement, puis le carottier normalisé SPT est descendu au fond du trou.

Dans un premier temps, par battage on enfonce le carottier de 15cm dans la couche à étudier, puis on reprend le battage et on compte le nombre de coups N, nécessaire pour un enfoncement de 30cm. TERZAGHI et PECK ont établi une relation entre le nombre de coups et la compacité du sable :

- **Présentation et interprétation des résultats :**

L'essai SPT, a été réalisé selon la norme NF EN ISO 22576-3 (JUL.2005), dans le sondage à 1.50 et 3.0 mètres lorsque la nature du sol le permet. Les résultats obtenus sont présentés sur les logs des sondages, ils se résument comme suit :

Tableau IV-8 Les résultats obtenus sont présentés sur les logs des sondages

Sondage	Profondeur (m)	N° coup N1+N2	Densité
Sondage 2	1.50	42	Dense
	3.00	48	Dense
Sondage 7	1.50	52	Très dense
	3.00	58	Très dense
Sondage 12	1.50	44	Dense
	3.00	55	Très dense

IV.3.2 Conclusion sur la géologie du site

A la lumière des coupes lithologiques des sondages on peut conclure que le terrain devant recevoir les fondations du projet est homogène, il est formé essentiellement par des intercalations d'encroutements calcaire et roche calcaire fracturé le tous sont recouverts par une couche mince de Tous Venant de Reg.

IV.3.3 Essais mécaniques

a) Essai cisaillement rectiligne (UU)

Des essais de cisaillement rectiligne type UU, ont été effectués sur des échantillons prélevés du sondage.

Les caractéristiques intrinsèques moyennes exprimées par l'angle de frottement et la cohésion sont

- Φ_{uu} = entre 32° et 41° ;
- C_{uu} = entre 3 et 21 Kpa.

Ces valeurs caractérisent un sol travaillant aux frottements plus qu'en cohésion,

b) Essais chimiques sommaires

Les résultats des essais chimiques effectués sur des échantillons prélevés des profondeurs susceptibles d'être en contacts directs avec le béton de l'infrastructure sont représentés dans le tableau :

Tableau IV-9 Analyse chimique sommaire

N° SONDAGE	Prof (m)	% Insolubles	%Sulfates	%carbonates
Sc1	3.0-6.0	25	0.09	37
Sc4	3.5-6.0	5	0.19	48
Sc5	0.1-2.0	4	0.07	62
Sc5	3.0-6.0	5	0.06	49
Sc6	1.0-2.5	4	0.08	60
Sc7	3.0-6.0	5	3.15	43
Sc9	3.0-6.0	28	2.6	47
Sc10	2.5-6.0	11	2.9	64
Sc12	3.0-6.0	5.5	2.4	37

Cette analyse confirme notre description visuelle, et conformément à la norme algérienne NA 778 / 2010 équivalente à celle française NF P 18 – 011 / 2009, il s'agit des encroutement calcaro gypseux.

c) Facies rocheux

- **Analyse chimique :**

Des analyses chimiques sommaires ont été effectuées sur un échantillon prélevé de ce facies Les résultats d'analyses ont mis en évidence les proportions représentées dans le tableau suivant :

N° SONDAGE	Prof (m)	% Insolubles	% Sulfates	% carbonates
Sc1	0.1-3.0	13	0.12	65
Sc2	0.2-2.0	28	0.13	70
	2.0-6.0	6	0.21	70
Sc3	1.5-5.0	8	0.11	80
Sc4	0.2-3.5	30	0.20	40
Sc5	2.0-3.0	11	0.31	50
Sc7	0.2-3.0	44	4.67	37
Sc9	0.0-3.0	10.8	3.34	37
Sc12	0.3-3.0	12	2.14	65

Tableau IV-10 Analyse chimique sommaire

- **Essai de Compression simple :**

Des carottes normalisées ($H = 2 \varnothing$) ont été soumises à l'écrasement afin de déterminer la résistance à la compression du massif rocheux. Les résultats obtenus sont les suivants :

N° SONDAGE	Prof (m)	RC sur carottes (bar)	Densité (t/m ³)
Sc1	3.0-6.0	305.4	2.41
Sc4	3.5-6.0	236.4	2.20
Sc5	0.1-2.0	48.9	1.51
Sc5	3.0-6.0	81.0	2.30
Sc9	3.0-6.0	193.5	2.45
Sc12	3.0-6.0	735.7	2.64

Tableau IV-11 la résistance à la compression du massif rocheux

Ces résultats montrent que cette roche est dans l'ensemble dure.

IV.3.4 Essais réalisés sur Puits de reconnaissance

Les essais sont réalisés sur les échantillons prélevés au niveau des puits à savoir :

- Analyse Granulométrique ;
- Limite d'Atterberg ;
- Essai Proctor modifié ;

- Essai Résistance à la Compression ;
- Essai CBR imbibé à 4 heures.

a) Analyse Granulométrique

Tableau IV-12 Les résultats des essais Analyse Granulométrique Echantillon P13

Echantillon P13 (0.00- 1.00)						
Poids de l'Echantillon (g)	Tamis (mm)	Poids refus Partiels (g)	Poids refus cumulés (g)	Poids refus cumulés %	Complément à 100	Tamisats %
1000	80	0				
	50	0	0	0	100	100
	31.5		120	1.2	98.9	99
	20		540	5.4	94.6	95
	10		673.7	6.737	93.62	93
1000	5		6	0.6	99.4	92
	2		18	1.8	98.2	91
	1		26	2.6	97.4	90
	0.1		564	56.4	43.6	41
	0.08		584	58.4	41.6	39

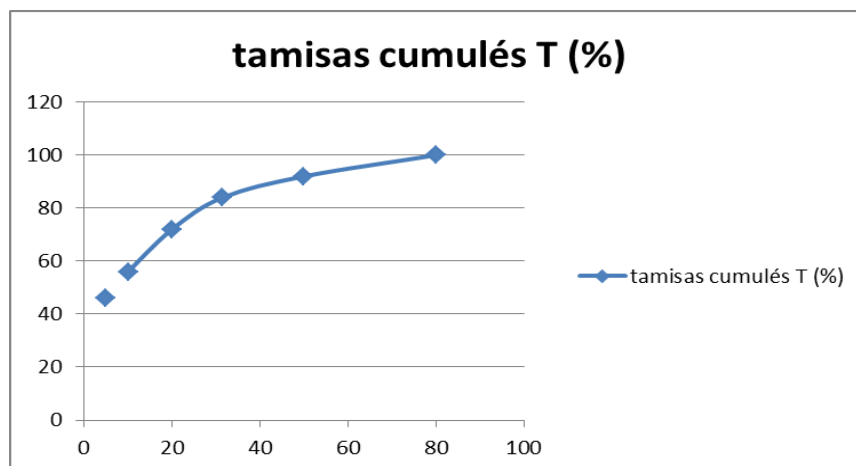


Figure IV:7 la courbe de Analyse Granulométrique Echantillon P13

b) Limite d'Atterberg ;

Tableau IV-13 Les résultats des essais Limites d'Atterberg P4 (0.5 - 1.00)

<i>Limites d'Atterberg</i>		NF P94-051			
—○—		P4 (0.5 - 1.00)			
	1 ^{er} Essai		2 ^{eme} Essai		3 ^{eme} Essai
N° de la tare	22	23			
Poids total humide	10.76	10.65			
Poids total sec	10.47	10.37			
Poids de la tare	8.48	8.40			
Poids de l'eau	0.28	0.28			
Poids du sol sec	1.99	1.97			
Teneur en eau (%)	14.40	14.21			
Moyenne	14.30				

c) Essai Proctor modifié

Tableau IV-14 Les résultats des essais PROCTOR MODIFIE Echantillon P04

Echantillon P04			ESSAI PROCTOR MODIFIE						
Prise d'essai.									
Teneur en eau Opm : 12,83%									
Densité sèche Max									
Poids d'eau ajoutée :	8%	10%	12%						
Poids total humide :	10632	10830	10800						
Poids du moule	6020,3	6020,3	6020,3						
Poids du sol humide :	4611,7	4850,5	4779,7						
Poids du sol sec :	4171	4290	4159						
Volume du moule	2273,1	2273,1	2273,1						
Densité sèche	1,84	1,89	1,83						
N° de la tare	M	N	10	L4	A	B			
Poids total humide	135	133	148	120	122	124			
Poids total sec	126	124	136	111	111	114			
Poids de la tare:	37	42	38	44	36	48			
Poids de l'eau	9	9	12	9	11	10			

Chapitre IV Résultats et discussions

Poids du sol sec	89	82	98	67	75	66				
Teneur en eau	10,11	10,97	12,24	13,43	14,66	15,15				
Moyenne	10,54		12,83		14,90					

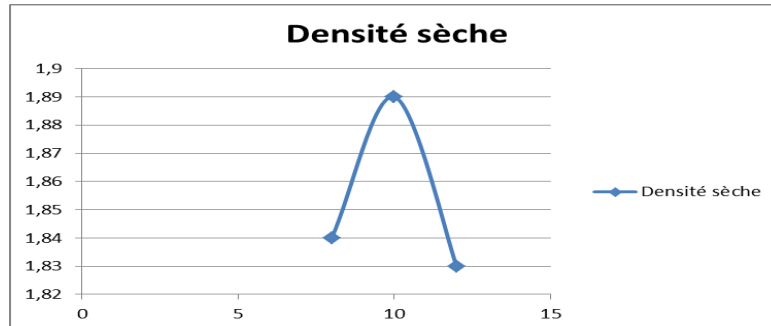


Figure IV:8 la courbe de PROCTOR MODIFIE Echantillon P04

d) Essai Résistance à la Compression

Tableau IV-15 Les résultats ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE Echantillon P04

Température de séchage Temps de séchage Echantillon P04 $\gamma_{D \max} : 1,89 \text{ T/m}^3$ $W_{orm} : 12,83$		ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE MODE OPERATOIRE		
Compacité théorique	Densité	Poids du sol sec	Poids de l'eau	Poids du sol humide
98%	1,85	363,44	46,64	410,13
35%	1,80	352,37	45,21	397,58
/	/	/	/	/

e) Essai CBR imbibé à 4 heures

Tableau IV-16 ESSAI C.B.R Etat initial Echantillon P04

Nombre de Coupe 10 Indice Portant 10.03 Echantillon P04 $\gamma_{D \max} 1.89$ $W_{orm} 12.83$		ESSAI C.B.R	
1-Etat initial de l'échantillon			
Teneur en eau de Compactage W_0 (%)		Densité sèche γ_d (t/m³)	
T° de séchage	105°	P. total humide (g)	13977

Chapitre IV Résultats et discussions

N° de la tare (g)	AZ	XX	P. du moule (g)	9850
P. total humide (g)	170.6	128.9	P. du sol humide (g)	4127
P. total sec (g)	156.83	119.8	Teneur en eau Weo	12.63
P. de la tare (g)	49.0	47.0	P du sol sec (g)	3064
P. de l'eau (g)	13.77	9.1	Volume du moule (cm ₁)	2261
P. du sol sec (g)	107.83	72.80	Densité sèche $\gamma_D : 1.62 \frac{T}{M^3}$	
Teneur en eau W_0	12.77	12.50		
Moyenne	12.63 %			

IV-17 ESSAI C.B.R État final

Surchar es annulaires : 60 KN		ESSAI C.B.R		
Durée d'immersion : 04H				
II - État final de l'échantillon après imbibition				
Teneur en eau après immersion W_r (%)			Poids approximatif du sol imbibé (g)	
N° de la tare (g)	O	A	P. total après imbibition	14082
P. total humide (g)	125.8	114.5	P. total avant imbibition	13977
P. total sec (g)	111.12	100.25	P. de l'eau absorbée	105
P. de la tare (g)	46.2	36.9	Différence de teneur en eau	9.92
P. de l'eau (g)	14.68	14.25	P. du sol imbibé	10.58
P. du sol sec (g)	64.92	63.35	Profondeur conventionnelle d'imbibition en mm	0.539
Teneur en eau W_0	22.61	22.49		
Moyenne	22.55			

Calcul de l'indice portant

$$A \text{ 2,5 mm : } \frac{P(2.5)}{0.70} = \frac{2.5}{13.35} = 5.99$$

$$A \text{ 5 mm : } \frac{P(5)}{1.05} = \frac{5}{19.93} = 10.03$$

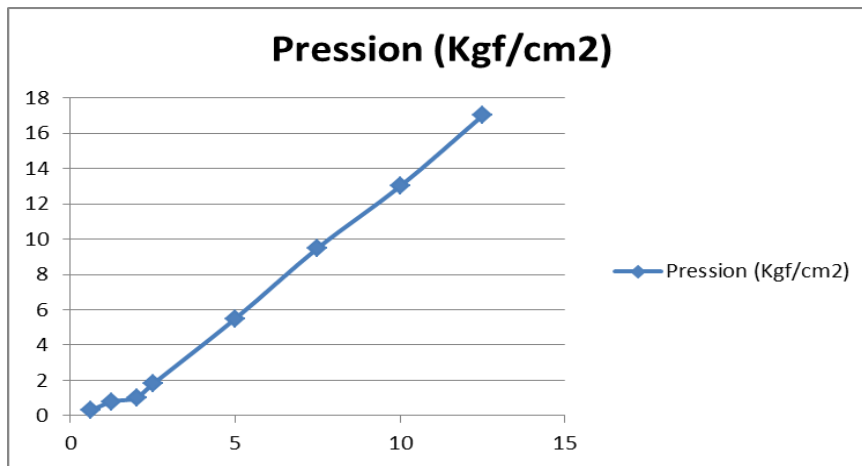


Figure IV:9 La courbe de ESSAI C.B.R

Tableau IV-18 Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

N° Puits d'axe	Analyse Granulométrique						Limite d'atterberg		Proctor Modifie		Indice CBR %	RC	
	<50 nm%	<20 m%	<5 mm%	<2 mm%	<0.2 nm%	<0.08 mm%	WL (%)	IP (%)	ωOPM (%)	γd max (%)	Imbibé à 4h	95%	98%
P4(0.5-1.0)	92	72	46	40	21	18	0.16	5.86	12.83	1.89	11.23	11	15
P8 (0.5-1.0) + P10	87	65	53	50	30	23	4.03	1.78	12.2	1.89	20.07	14	22
P16(0.4-1.0)	86	58	40	35	25	18	0	9.8	8.9	1.89	33.7	13	18
P17(0.4-0.8)	87	60	42	38	20	16	2.20	0.10	10.5	1.83	35.12	14	19
P18(0.4-0.8)	87	69	52	45	18	17	0.28	0.01	11.3	1.87	27.6	11	17
P19(0.4-1.2)	89	65	58	43	22	18	6.40	2.20	10.8	1.85	22.57	10	16
P20 (0.0-1.5)	85	68	55	46	25	20	8.20	8.20	11.5	1.87	17.50	12	18

IV.4 Adaptation du projet au sol de fondations

IV.4.1 Type de fondation

Vu la nature géologique du terrain réservé au projet, nous proposons des fondations superficielles.

IV.4.2 Profondeur d'ancrage

La profondeur d'ancrage est en fonction de plusieurs facteurs à savoir :

- Le niveau du bon sol ;
- Le niveau de la nappe phréatique ;
- Le niveau d'érosion par le vent ;
- La sismicité de la région ;
- La profondeur de gel ;
- L'élancement du projet.

Tenant compte de ces facteurs, l'ancrage des semelles doit se faire pour chaque faciès comme suit :

- 1.50 m au minimum dans les encroûtements calcaires ;
- 1.00 m au minimum dans la roche calcaire.

IV.4.3 Calcul du taux de travail des fondations

a) Cas d'ancrage dans faciès meuble

- **Par la méthode D'essai au laboratoire**

Pour l'estimation du taux de travail, on prend le cas des fondations ancrées dans le faciès meuble, et les valeurs obtenues peuvent être généralisées sur la totalité de l'ouvrage. Cette estimation est faite par la formule de TERZAGHI préconisée pour les fondations superficielles à bases horizontales et soumises à des charges verticales centrées.

$$Q_{ad} = \gamma D + 1/F [(1-0.2B/L)B/2 \cdot \gamma N_{\gamma} + D \gamma (N_q - 1) + (1+0.2B/L) CNC] \dots\dots\dots(IV:1)$$

Avec :

- Q_{ad} : Taux de travail de la semelle (t/m²) ;
- γ : Poids spécifique du sol = 1.85 (t/m³) ;
- D : Profondeur d'ancrage = 0.7m, 1.50m et 2.00 m ;

B, L : Dimensions de la semelle (m) ;

F : Coefficient de sécurité = 3 ;

C : la cohésion

N_γ , N_q , N_C : Coefficients de portance donnés en fonction d'angle de frottement φ .

Après tout calcul fait, on a :

$$Q_{ad} = 30.77 + 10.73 B - 0.95 B^2/L + 2.15B/L \dots\dots\dots(IV:2)$$

Tableau IV-19 valeurs de Q_{ad} pour des valeurs fixées de B et L :

B(m)	L(m)	$Q_{ad}(t/m^2)$	$Q_{ad}(bars)$
1,00	1,50	41	4,1
1,50	2,00	45	4,5
2,00	2,50	50	5,0

On constate que la contrainte admissible moyenne est de 4.5 bars. pour ce type de terrain un taux de travail de 3 bars est largement suffisant.

b) Méthode basée sur le pénétromètre dynamique

La contrainte admissible à partir de l'essai du pénétromètre dynamique d'une fondation peut être estimée par la formule :

$$Q_{adm} = RP_{min}/\alpha \dots\dots\dots(IV:3)$$

Avec :

- Q_{adm} : contrainte admissible du sol ;
- RP_{min} : résistance de pointe minimale (bars) ;
- α : coefficient de la réduction : 25 (sol meuble)

$Q_{adm} = 441.1/25 = 17.64$ bars

IV.4.4 Cas d’ancrage dans le massif rocheux

a) A-Méthode basée sur les essais de laboratoire

L’estimation du taux de travail des fondations ancrées dans un massif rocheux est assimilée à un calcul dans un milieu purement cohérent avec une cohésion égale à la moitié de la résistance à la compression simple, la formule utilisée est celle de Terzaghi, préconisée pour les fondations superficielles à base horizontale soumises à des charges verticales centrées :

$$Q_{AD} = \gamma D + [5.14 (1+0.2 B/L) C]/F \dots\dots\dots(IV:4)$$

Avec:

- Q_{ad} : Taux de travail de la semelle (t/m²);
- γ: Poids spécifique du sol sur jacent = 1.85 (t/m³);
- D : Profondeur d'ancrage = 1.0m;
- B, L : Dimensions de la semelle (m);
- F : Coefficient de sécurité = 3;
- C : la cohésion = RC/2 =49.8/2= 24.9 bars= 249 t/m².

Après simplification du calcul on obtient :

$$Q_{Ad} = 428.7 + 85.32 B/L \dots\dots\dots (IV:5)$$

Dans le tableau suivant, on calcule des valeurs de Q_{ad} pour des valeurs fixées de B et L :

Tableau IV-20 Résultat de calcul

B(m)	L(m)	Qad(t/m2)	Qad(bars)
1	2	471	47
2	2,5	497	50
2,5	3	500	50
3	3,5	502	50

Le taux de travail moyen est de 49.2 bars

Pour ce type de terrain un taux de travail de 3.00 bars est largement suffisant.

b) Conclusion sur le calcul

D’après le calcul à partir des trois méthodes, on conclue que pour le dimensionnement des fondations des différentes ouvrage un taux de travail de **3 bars** est largement suffisant pour les encroûtements, avec une profondeur d’ancrage minimale de **1.5m**, et **3 bars** pour le cas de la roche à une profondeur minimale de **1m**.

IV.5 Essai pressiométrique

Un test de manomètre est un test de chargement sur site qui est effectué dans le sol lui-même en utilisant le pré-forage d'un puits. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une certaine profondeur, les propriétés mécaniques du sol et d'effectuer des calculs de fondation. De là, trois propriétés du sol peuvent être déduites, qui sont les suivantes :

- Le module du manomètre EM qui détermine le comportement pseudo-élastique du sol
- Limite de pression caractérisant la résistance à la rupture du sol,
- Pression de fluage p_f qui définit la frontière entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique

Les mesures réalisées sont portées sur des diagrammes pressio-géologiques établis pour chaque forage et qui représentent la juxtaposition du profil géologique obtenu à partir de l'analyse des carottes de forage et du profil pressiométrique avec les valeurs de E et p_l .

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane. Cet essai permet un calcul précis de la force portante du sol et des tassements sous fondation.

L'essai pressiométrique de type Ménard (norme EN ISO 22476-4 / 2005) présente de nombreux avantages. En effet, il est praticable dans tous les types de sols et de roches et c'est le seul essai fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.



Figure IV:11 L'essai pressiométrique sur chantier



Figure IV:10 appareil de pressiométrique

IV.6 Caractéristiques pressiométriques

Les essais pressiométriques réalisés dans le site au niveau du forage SP01 a permis de calculer à partir des diagrammes de chargement, les caractéristiques pressiométrique suivantes :

IV-21 caractéristiques pressiométrique

Numéro de feuille Excel	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux				Paramètres complémentaires			
	Chantier	Forage	Profondeur (m)	P_r (MPa)	P_{lm} (MPa)	E_M (MPa)	E_M élastique (MPa)	σ_{hs} (MPa)	P^*_{lm} (MPa)	E/p_{lm}	E/p^*_{lm}
1	HASSI DELAALAGHOAT	SP01	1,00	2,06	2,88	65,0	65,0	0,020	2,86	22,6	22,7
2	HASSI DELAALAGHOAT	SP01	2,00	2,57	3,47	106,0	106,0	0,040	3,43	30,5	30,9
7	HASSI DELAALAGHOAT	SP02	1,00	1,14	1,40	14,3	14,3	0,020	1,38	10,2	10,3
8	HASSI DELAALAGHOAT	SP02	2,00	2,77	4,05	117,5	117,5	0,040	4,01	29,0	29,3
9	HASSI DELAALAGHOAT	SP02	3,00	3,59	5,02	160,4	160,4	0,059	4,96	32,0	32,3
12	HASSI DELAALAGHOAT	SP02	6,00	3,52	4,92	239,1	239,1	0,119	4,80	48,6	49,8

p_f : pression de fluage ; p_{lm} : pression limite

D'après les résultats obtenus par les essais pressiométriques, on peut classer le sol dans la catégorie S2 (site ferme) ;

Selon la classification du document technique réglementaire DTR.BE 1.2 on peut classer le terrain objet de l'étude comme un terrain moyennement compact à compact ;

IV.6.1 Calcul de contrainte admissible

La contrainte de rupture du sol (qu) sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale à partir des résultats de l'essai pressiométrique L. Ménard est calculée par la relation suivante :

$$Q = (k_p/F) \cdot Pl_e^* + q_0 \dots\dots\dots(IV:6)$$

Q : Contrainte de référence (Combinaisons fondamentales, Combinaisons accidentelles)

Pl_e^* : Pression limite nette équivalente du sol,

F : prise égal à 3 (Etats limites de service) , et 2 (Etats limites ultimes) ,

Kp : facteur portance.

Tableau IV-22 contrainte admissible

Type de sol	kp max (semelle carrée)	kp max (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	1,30	1,10
Argiles et limons	1,50	1,22
Argiles C	1,80	1,40
Sables A	1,88	1,53
Sables et graves B	2,25	1,75
Sables et graves C	3,00	2,20
Craies B et C	2,18	1,83

La contrainte de rupture pour une profondeur de **1.00m** est :

Tableau IV-23 Contrainte de rupture

Sondage N°	Contrainte de rupture (MPa)	
	ELS	ELU
SP01	1.791	2.678
SP02	1.025	1.537
SP03	1.043	1.564

Pour le dimensionnement des fondations du présent ouvrage un taux de travail de 3.00 bars est largement suffisant.

Calcul basé sur des paramètres issus du Pressiomètre de Ménard

- Calcul selon les règles du Fascicule 62 - Titre V
- Profils de pl* et EM ne définis par points de mesure

IV.6.2 Vérification de tassement

Le tassement à 10 ans d'une fondation encastrée d'au moins une largeur B (pour une fondation posée près de la surface ajouter 20 %) est donnée par les relations :

$$s(10 \text{ ans}) = s_c + s_d \quad \text{Tassement}$$

$$s_c = (q - \sigma_v) \lambda_c B \alpha / 9 E_c \quad \text{Tassement volumique}$$

$$s_d = 2 (q - \sigma_v) B_0 (\lambda_d B / B_0)^\alpha / 9 E_d \quad \text{Tassement déviatorique}$$

Avec :

q: Contrainte verticale appliquée par la fondation,

σ_v : Contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,

λ_c et **λ_d** : Coefficients de forme,

α : Coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps,

B : Largeurs de la fondation,

B₀ : Une dimension de référence égale à 0,60 m,

E_c et **E_d** : Modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement.

Tableau IV-24 Coefficients de forme λ_c et λ_d

Coefficients de forme λ_c et λ_d						
L/B	cercl e	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,3 0	1,4 0	1,5 0
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,7 8	2,1 4	2,6 5

Tableau IV-25 Coefficient rhéologique

Type	Roche
	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

Tableau IV-26 Résultats des calculs de tassement au niveau de sondage pressiométrique

Sondage	Profondeur d'ancrage (m)	Dimension de fondation (m)	Q réf (kPa)	Tassement (cm)
Sp01	1.0	1x1	300	0.11
Sp02	1.0	1x1	300	0.31
Sp03	1.0	1x1	300	0.18

Q réf : Contrainte de référence sous semelle (kPa)

Les tassements calculés sont admissibles, donc on peut limiter la contrainte à 03 bars .

D'après les résultats obtenus par les essais pressiométriques, le sous-sol appartient à la catégorie S2 à S3 et selon la classification du document technique réglementaire DTR.BE 1.2 on peut classer le terrain objet de l'étude comme un terrain moyennement compact à compact. Pour une semelle isolée carrée de 1x1 m ancrée à 1.0 de profondeur avec une contrainte admissible Q_{ad} estimée à 3.0 bars, les tassements calculés sont admissibles. A partir des méthodes de calcul de la capacité portante du sous-sol de fondation, l'ancrage sera à 1.0 m de profondeur au minimum avec un taux de travail de 3.0 bars.

IV.7 Agressivité de sol

Selon la norme NF-P 18-011 l'analyse chimique a montré que le sol de fondation susceptible d'être en contact direct avec le béton des fondations appartient aux catégories A2 et A3 « Environnement moyennement à fortement agressif vis-à-vis du béton », nécessitant une adaptation de la composition du béton et de la mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment résistant aux sulfates, le rapport E/C, produits de cure et l'éventuelle utilisation des adjuvants)

IV.8 Vérification du tassement

Suivant les essais au Pressiomètre MENARD, pour une contrainte admissible du sol de 3.0 bars à 1.0 m de profondeur, le tassement est estimé à **0.31 cm** au pire des cas, valeur admissible. Le problème du tassement n'est pas à craindre

CONCLUSION ET RECOMMANDATION

Ce travail avait pour objectif l'étude du sol du projet de la Réalisation des panneaux solaire 300Mw à HASSI DELAA. Sur la base résultats des essais in situ et des essais au laboratoire, le type de fondations et leur encrage sont recommandés.

L'assiette du présent projet se trouve au côté droit de la route CW 232 menant vers HASSI DELAA entre le PK 18 et le PK19 sur une superficie de 600Ha (1 km x 6 km).

La reconnaissance géologique du sol de fondation a été effectuée à la faveur de :

- Douze (12) sondages carottés figés à 06.00 mètres de profondeur chacun,
- Essai SPT,
- Vingt (20) puits de reconnaissance avec prélèvement d'échantillons remanié,
- Trois (03) sondages préssiométriques figés à 6.00mètres de profondeur et réalisation des essais pressiométrique tous les 1.00m,
- Vingt (20) essais au pénétromètre dynamique jusqu'au refus,

Pose de piézomètre.

A la lumière des coupes lithologiques des sondages on peut conclure que le terrain devant recevoir les fondations du projet est homogène, il est formé essentiellement par des intercalations d'encroutements calcaire et roche calcaire fracturé le tous sont recouverts par une couche mince de Tous Venant de Reg.

D'après les poses piézométriques aucune nappe n'a été détectée durant la période du sondage et après 48 heure (mois d'Avril 2022).

D'autre part le réseau hydrographique inscrit sur le site par la présence de plusieurs dayas et plusieurs chaâba. Tenant compte de la nature du terrain étudié, pour le présent projet, Vu la nature géologique rencontré, deux types de sol sont à distingués :

A. Encroûtement calcaire :

Les fondations préconisées pour ce sol, sont superficielles, type semelles isolés;

L'ancrage sera à une profondeur minimale de 1.50 m par rapport au terrain naturel existant ;

Le taux de travail sera limité à 3.00 bars.

B. Roche calcaire :

- Les fondations préconisées pour ce sol, sont superficielles, type semelles isolés;

- L'ancrage sera à une profondeur minimale de 1.00 m par rapport au terrain naturel existant ;

- Le taux de travail sera limité à 3.00 bars ;

La profondeur d'ancrage peut être augmentée si la stabilité de l'ouvrage l'exige.

D'après les résultats obtenus par les essais pressiométriques, on peut classer le sol dans la catégorie S₂ (site ferme) ;

Selon la classification du document technique réglementaire DTR.BE 1.2 on peut classer le terrain objet de l'étude comme un terrain moyennement compact à compact ;

Selon la norme NF-P 18-011 l'analyse chimique a montré que le sol de fondation susceptible d'être en contact direct avec le béton des fondations appartient aux catégories A2 et A3 « Environnement moyennement à fortement agressif vis-à-vis du béton », nécessitant une adaptation de la composition du béton et de la mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment résistant aux sulfates, le rapport E/C, produits de cure et l'éventuelle utilisation des adjuvants).

Suivant les essais au Pressiomètre MENARD, pour une contrainte admissible du sol de 3.0 bars à 1.0 m de profondeur, le tassement est estimé à 0.31 cm au pire des cas, valeur admissible. Le problème du tassement n'est pas à craindre.

La bibliographie

1. (en) **R.D. Holtz et W.D. Kovacs**, An Introduction to Geotechnical Engineering, Englewood Cliffs (N.J.), Prentice-Hall, Inc, 1981, 733 p. (ISBN 0-13-484394-0)
2. **Assia MERABET et Khawla KEBKOUB** . 2007/2008 Thème T.P. Mécanique des sols université mohamed Kheider Biskra
3. **Cf. Amir Shajarati**, Kris Wessel Sørensen, Nielsen, Søren Dam et Lars Bo Ibsen, Behaviour of Cohesionless Soils During Cyclic Loading, Aalborg, Université d'Aalborg ; Department of Civil Engineering, coll. « DCE Technical Memorandum ; No. 14) », 2012
4. **Cf. Iannis Vardoulakis**, « Bifurcation analysis of the triaxial test on sand samples », Acta Mechanica, vol. 32, 1979, p. 35
5. **Cf. Moust Jacobsen**, « New Oedometer and New Triaxial Apparatus for Firm Soil », Bulletin of the Danish Geotechnical Institute, n° 27., 1970, p. 7-20
6. **Cf. P. W. Rowe et L. Barden**, « Importance of free ends in Triaxial Testing », Journal of Soil Mechanics & Foundations, vol. 90, n° SM1, janvier 1964
7. **D.G. Price et M.H. De Freitas**, Engineering Geology : Principles and Practice, Springer, 2009, 450 p. p. 450
8. **Daoud Ali** 2020 cours Mécanique des sols (MDS)
9. **D'après L.B. Ibsen**, « The stable state in cyclic triaxial testing on sand », Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 13, 1994, p. 63
10. **Donald Coduto**, Foundation Design : Principles and Practices, Prentice-Hall, 2001, 883 p. (ISBN 0-13-589706-8)
11. **Dr. AKACEM Mustapha . cours** Cisaillement par essai triaxial - Master 1 – Structures – S2
12. **Dunod**, 2015 Géotechnique Exercices et problèmes corrigés de mécanique des sols, avec rappels de cours ISBN 978-2-10-072896-1 5 rue Laromiguière, 75005 Paris
13. **François Schlosser**, Éléments de mécanique des sols, Presses des Ponts et Chaussées, coll. « Cours de l'École des Ponts », 1997, 276 p. « La mécanique des milieux continus appliquée aux sols ».
14. **Ghomari F. et Bendi-Ouis A.** SCIENCE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION
15. **J.-P. Bardet**, Experimental Soil Mechanics, Prentice Hall, 1997
16. **J.-P. Bardet**, Experimental Soil Mechanics, Prentice Hall, 1997 (ISBN 978-0-13-374935-9)

17. **K.H. Head**, Effective Stress Tests, Volume 3, Manual of Soil Laboratory Testing,, John Wiley & Sons, 1998, 2nd éd., 442 p. (ISBN 978-0-471-97795-7)
18. **Luc Sibille**. 2017. ESSAI oedométrique et mesure de perméabilité notice du tp (iut gccd module MXG4 . Licence. France.. cel-01795523
19. **Luc Sibille**. Bases de la Géotechnique Module MXG4 IUT Génie Civil et Construction Durable. Licence. France. 2018. cel-01784530v1
20. **Luc Sibille**. TP - essai de cisaillement direct a la boîte de casagrande / essai triaxial. Licence. France. 2011. cel-01795697
21. **Marion Perez**, 2013. Interprétation et modélisation numérique d'essais oedométrique
22. **Mehrez khemakhem** et **Zouheir bouarada** coure «ELEMENTS DE GEOTECHNIQUE
23. **Mr. O. BOUGUENINA** TP Mécanique des sols I Centre Universitaire – El Bayadh
24. **R.D. Holtz et W.D. Kovacs**, An Introduction to Geotechnical Engineering, Englewood Cliffs (N.J.), Prentice-Hall, Inc, 1981, 733 p.
25. **SOLS Mesures** géotechniques et agronomie Mécanique des sols l'essai de cisaillement
26. **Taalah Bachir** . 2009/2010 ESSAIS DE MECANIQUE DES SOLS Université Mohamed Khider Biskra
27. Travaux pratiques . Universite aboubekr belkaid 2007 - 2008
28. **ZIANI Mohammed El Amin** . Octobre 2013 analyse des techniques de détermination des modules de déformations en géotechnique Université Aboubakr Belkaid
29. **Dr MAZA. M** . Module T.P Physiques des Matériaux UEM1.1 Unive r s i t é Mohamed Bou Diaf 2016 2017
30. **Robitalle et T rembily** cour Mécanique des sols _ Théorie et pratique .Canada . modulo éditeur , 1997
31. **ISSN on cour** . essais de cisaillement à la boite . Laboratoire central des ponts et chaussées . Février 1987
32. **Gérard DEGOUTTE et Paul ROYET** aide mémoire de mécanique des sols . ENGREF
33. **ISSN on cour** . essais odomértiques . Laboratoire central des ponts et chaussées . Juillet 1985

عنوان المذكرة : دراسة التربة لمشروع بناء ألواح شمسية بقدرة 300 ميغاواط حاسي دلاعة ولاية الأغواط

المؤطر: احمد زيرق

الإسم: عبد القادر و رانيا ايمان

اللقب: بوعلاوي ومرابطي

ملخص إن من أول ما يتم البدء منه قبل الشروع في أي مشروع بناء أو حفر أو غيرها من الأشغال المتعلقة بالهندسة المدنية هو دراسة التربة . في هذه المذكرة سنتحدث عن التربة بشكل مفصل وأيضا جملة التجارب المخبرية والميدانية لمشروع بناء الألواح الشمسية في منطقة حاسي دلاعة ولاية الأغواط . لمعرفة ما إذا كانت التربة صالحة لاستقرار المشروع . ومن بين النتائج المتوصل إليها خلال الدراسة :

وفقاً للقياسات الانضغاطية ، لم يتم اكتشاف طبقة مياه جوفية خلال فترة المسح

وفقاً لتصنيف المستند الفني التنظيمي DTR.BE 1.2 ، يمكن تصنيف هذه الأرض في الدراسة على أنها أرض مضغوطة إلى حد ما ؛

وفقاً لاختبارات MENARD Pressuremeter ، بالنسبة إلى إجهاد التربة المسموح به البالغ 3.0 بار على عمق 1.0 متر ، تقدر التسوية بـ 0.31 سم في أسوأ الحالات ، وهي قيمة مقبولة.

كلمات مفتاحية: الاختبار الجيوتقني ميكانيكا التربة عناصر ميكانيكا التربة ميكانيكا الارض

Memory title : Soil study for a project to build 300 MW solar panels Hassidelaa wilaya de Laghouat

Name : Bouallaoui et Mrabet **First name :** abdelkader et rania . **Directed by :** M. Ahmed Zergui,

Abstract : One of the first things to start before embarking on any construction project, excavation or other civil engineering works is the study of the soil. In this note, we will talk about soil In detail, as well as a set of laboratory and field experiments for the project to build solar panels In the HassiDalaa region, Laghouat province. To find out If the soil is suitable for project stability. Among the results obtained during the study:

According to the pressure measurements, no aquifer was detected during the survey period

According to the classification of regulatory technical document DTR.BE 1.2, this land In the study can be classified as moderately compressed land;

According to the MENARD Pressuremeter tests, for permissible soil stress of 3.0 bar at a depth of 1.0 m, the settlement is estimated at 0.31 cm In the worst case, which is an acceptable value.

Key words: TP mds . Geotechnical . testing soil mechanics . elements of soil mechanics . Soil

Titre du mémoire : Etude de sol d'un projet de réalisations des panneaux solaire 300 MW 0 Hassidelaa wilaya de laghouat - 600 HA-

Nom: Bouallaoui et Mrabet

Prénom: abdelkader et rania iman

Encadreur: M. Ahmed Zergui

Résumé : Une des premières choses à commencer avant de se lancer dans tout projet de construction, d'excavation ou autres travaux de génie civil est l'étude du sol. Dans cette note, nous parler on sen détail du sol, ainsi que d'un ensemble d'expérimentation sen laboratoire et sur le terrain pour le projet de construction de panneaux solaires dans la région de HassiDalaa, province de Laghouat. Pour savoir si le sol est adapté à la stabilité du projet. Parmi les résultats obtenus au cours de l'étude :

Selon les mesures de pression, aucun aquifère n'a été détecté pendant la période d'enquête ;

Selon la classification du document technique réglementaire DTR.BE 1.2, ce terrain à l'étude peut être classé comme terrain moyennement comprimé ;

D'après les essais pressiométriques MENARD, pour une contrainte de sol admissible de 3,0 bar à 1,0 m de profondeur, le tassement est estimé à 0,31 cm dans le pire des cas, ce qui est une valeur acceptable.

Mots clés : TP mds . Essais géotechniques. Mécanique des sols . Éléments de mécanique des sols . Sol