

Table des matières

Liste des tableaux	3
Liste des figures	3
Résumé.....	4
Introduction	5
Chapitre 1 : Présentation du projet	6
I. <i>Objectif de l'étude</i>	6
II. <i>Situation du tracé de la conduite</i>	6
III. <i>Description du site</i>	7
1. Aperçu géologique de la région	7
2. De point de vue tectonique	7
3. Aperçu climatologique.....	7
4. Hydrogéologie du site.....	8
IV. <i>reconnaissance géotechnique</i>	8
Chapitre 2 : Etude géotechnique	9
I. <i>Définition d'une étude géotechnique</i>	9
II. <i>Programme des essais réalisés</i>	10
1. Essai d'identification	10
a) Analyse granulométrique	10
b) Teneur en eau	14
c) Limite d'Atterberg	14
d) Classification des sols	17
e) Masse volumique et poids spécifique	20
f) Essai Proctor modifié	21
g) Conclusion générale sur l'identification des sols.....	24
2. Essais mécanique	25
a) Essai de cisaillement rectiligne à la boîte	25
b) Essai de compressibilité à l'œdomètre.....	28
Chapitre 3 : Modalité des travaux de terrassement.....	31
I- <i>Traverse des points particuliers</i>	32
1. Récapitulatif des différentes contraintes	32
2. Protection contre les traversés dans des points particuliers	32
Conclusion	34
Annexes.....	35
Références bibliographiques	39

Liste des tableaux :

Tableau1 : coordonnées, type, et niveau piézométrique de chaque sondage

Tableau2 : résultats de l'analyse granulométrique

Tableau3 : résultats des limites d'Atterberg

Tableau4 : Résultat des essais d'identification

Tableau5 : poids spécifique des échantillons

Tableau6 : Les résultats obtenus à partir de la courbe Proctor

Tableau7 : l'état initial et l'état final de l'échantillon étudié

Tableau8 : l'état initial et l'état final de l'échantillon étudié

Liste des figures:

Figure1 : l'origine et la fin du tracé de la conduite

Figure 2 : les échantillons préparés pour l'essai d'analyse granulométrique

Figure 3 : courbe granulométrique

Figure 4 : la méthode du rouleau

Figure 5: la Méthode de la Coupelle de Casagrande

Figure 6 : Essai limite d'Atterberg

Figure 7: schéma simplifié des trois phases du sol

Figure 8 : Diagramme PROCTOR simple

Figure 9: Courbe Proctor

Figure 10 : Schéma de la boîte de cisaillement rectiligne

Figure 11 : courbe expérimentale obtenue dans l'essai de cisaillement

Figure12 : La courbe intrinsèque du sol étudié

Figure 13 : l'allure d'une courbe œdométrique

Figure 14 : la courbe œdométrique

Figure 15 : Traversées des pistes et des routes (Coupe type de protection de la conduite N° 3)

RESUME

Ce travail a pour but l'étude géotechnique des sols d'assises pour le projet d'adduction d'eau potable dans la province d'Al Hoceima. Ce projet exige une étude expérimentale des sols, menés en collaboration avec le laboratoire Labosol. Pour ce, notre travail de recherche a pour objectif d'identifier les sols et de les répertorier selon la classification du GMTR (Guide Marocain pour les Terrassements Routiers) en se basant d'une part sur les essais d'identification : analyse granulométrique, limite d'Atterberg et teneur en eau et d'autre part sur les conditions de compactage possible et la capacité portante maximale pour les sols de remblai par l'essai Proctor et aussi de déterminer les caractéristiques physiques des sols et leur comportement mécanique, en termes de résistance à la rupture et de variation de volume par l'essai de cisaillement rectiligne et l'essai œdométrique.

Les caractérisations déduites des essais d'identification traduisent ainsi les fortes sensibilités des sols à l'eau par contre les caractérisations déduites des essais mécaniques montrent que les échantillons étudiés ne possèdent pas un seul caractère vis-à-vis de la déformation.

Mots clés : Géotechnique, identification, mécanique, sols, conduite, Al Hoceima.

INTRODUCTION

Ce stage a pour objectif de suivre et maîtriser le maximum d'essais géotechniques possibles qui se réalisent au sein du LaboSol appliqué à la conduite d'eau traitée dans la province d'Al- Hoceima. Il était également question de connaître les différentes étapes d'une étude géotechnique, les essais effectués et les matériels utilisés pour chaque essai.

Cette étude géotechnique a pour objectif de prévenir tous les risques naturels (chute de bloc, glissement de terrain, inondation, sismicité, phénomène de retrait-gonflements des argiles, remontée de nappe phréatique, tassement excessif de sol compressible...) qui pourraient déstabiliser l'ouvrage et ceux environnants. Une grande partie de ce travail se concentre sur l'interaction entre le sol de fondation et la structure. L'étude doit se conclure par le dimensionnement d'ouvrages (fondation, protection) garantissant la stabilité du bâtiment à long terme.

Les essais effectués sont :

Essais d'identification :

- Analyses granulométrique
- Détermination de la teneur en eau
- Limites d'Atterberg
- La masse volumique et poids spécifique
- Proctor modifié

Essais mécaniques :

- Cisaillement
- Œdomètre

Ce rapport comporte :

- Une présentation du projet « Etude Géotechnique des sols d'assises de la conduite d'eau traitée dans la province d'Al Hoceima »
- Programme des essais réalisés pour l'étude géotechnique du projet
- Modalité des travaux de terrassement

Chapitre I : Présentation du projet

I- Objectif de l'étude

La présente étude consiste en une reconnaissance géotechnique du tracé de la conduite sur une longueur environ de 20km, par la réalisation des sondages de reconnaissance, des essais au laboratoire afin de ressortir les conditions de stabilité de la conduite, et de formuler les recommandations nécessaires.

II-Situation du tracé de la conduite :

Le tronçon du tracé de la conduite projetée est situé dans la Province d'AL HOCEIMA, il prend son origine à partir de la station de surpression et prend la fin du tracé au RMC 3500 m³.

Le tracé est détaillé comme indique dans le tableau suivant :

Conduite	Coordonnées Lambert	L'origine de tracé	La fin du tracé
Conduite de dédoublement reliant entre la station de surpression et RMC 3500m ³		X	581272
	Y	458 154	458 777

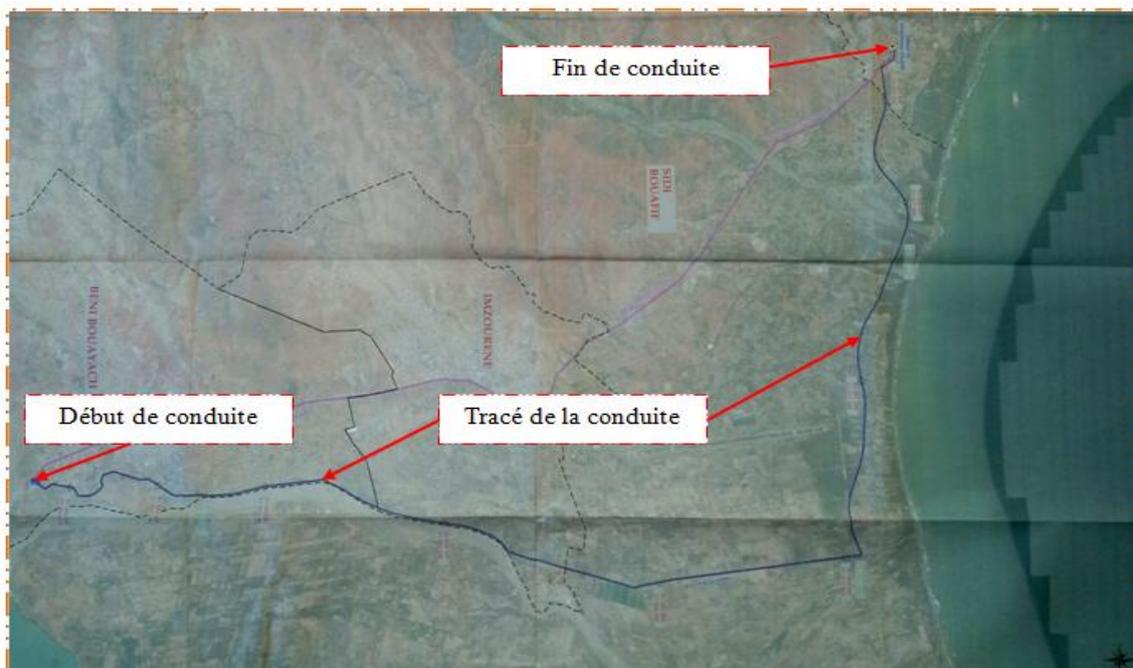


Figure1 : l'origine et la fin du tracé de la conduite

III- Description du site :

1- Aperçu géologique de la région

Le site de cette étude appartient au domaine structural du Rif (Région d'Al Hoceima). Elle constitue la zone de transition entre le Rif central et oriental dont les principaux terrains géologiques y sont présents sous forme d'unités distinctes séparées souvent par des failles de chevauchement (Durand Delga, 1980) :

A l'Ouest de la baie d'Al Hoceima les zones internes sont représentées par le massif de Bokkoya, les zones de flysch sont représentées par l'unité de Tisirène, et l'intrarif (zones externes métamorphisées) est marqué par l'unité de Ketama.

A l'Est de la baie, de l'autre côté du bassin de Nekor,

Vers le Nord la région d'Al Hoceima est délimitée par le domaine marin d'Alboran (sous-bassin Sud, SAB : le bassin sud -Alboran),

2- De point de vue Tectonique:

Le style tectonique du rif présente non seulement des plissements multiples et intenses souvent accompagnés de métamorphisme, mais aussi des phénomènes de charriage.

La région d'Al Hoceima est délimitée par le domaine marin d'Alboran (sous-bassin Sud, SAB : le bassin sud Alboran), dont la principale structure géologique et tectonique qui existe dans ce cadre est la ride d'Alboran. La non prolongation actuelle des deux failles majeures, Jebha et Nekor, dans la mer d'Alboran a été confirmée dans plusieurs travaux géophysiques, notamment par les méthodes sismiques. Cependant, un accident tectonique qui se prolonge de la zone émergée d'Al Hoceima vers la mer d'Alboran. Il s'agit de la prolongation de la zone de cisaillement trans-Alboran (Trans-Alboran Shear Zone) définie par l'alignement de l'activité sismique. Cet accident a été repris comme faille décrochante senestre qui aurait joué au Miocène pour la mise en place des unités Bokkoya. Cette structure décrochante sismogène est actuellement active, bien que non strictement associés à des caractéristiques morphologiques de premier ordre qui suggèrent un décalage apparent des formes de relief. Les différentes unités de la région d'Al Hoceima constituent un complexe structural très fracturé, dont les familles de failles sont souvent orthogonales NNW-SSE à WNW-ESE et N-S à NE-SW. A part les failles de chevauchement entre les unités, la plupart des failles présentent un pendage subvertical et sont décrochantes. Les grandes failles qui traversent les unités et qui ont présenté une activité au Quaternaire sont généralement normales avec une composante décrochante souvent difficile à observer. Ces failles principales sont : Trougout

(N-S), Imzouren (NNW-SSE), Hammam (NNW-SSE), Rouadi, (NNE-SSW) et Bousekour (NNE-SSW). Les deux accidents majeurs, Jebha et Nekor orientés (ENE-WSW) restent actifs depuis le miocène (Ait Brahim et al., 2002).

3- Aperçu climatologie :

La température est très agréable du mois d'avril au mois d'octobre. Le climat est de type méditerranéen, les étés sont très chauds et secs, l'hiver pluvieux et frais.

- Températures moyennes d'été : min. 20°C, max. 28°C.
- Températures moyennes d'hiver : min. 9°C, max. 17°C.

La pluviométrie moyenne annuelle varie entre 250 et 600 mm/année.

4- Hydrogéologie du site:

Lors de notre campagne de reconnaissance du mois MARS 2018, nous avons décelé des venues d'eau au niveau du sondage SM2 à 4.80 m/TN.

IV- Reconnaissance géotechnique

La campagne de la reconnaissance géotechnique menée par le laboratoire LABOSOL, a consisté en la réalisation de neuf (09) sondages à la pelle mécanique implantés tout au long du tracé de la conduite sur une distance de 20km. Le détail de ces sondages est représentés dans le tableau suivant :

Tableau1 : coordonnées, type, et niveau piézométrique de chaque sondage

Sondage	Coordonnés Lambert		Type de Sondage	Profondeur en (m/TN)	Niveau piézométrique
	X	Y			
SM1	637 440	511 713	A la pelle mécanique	4.40	Néant
SM2	638 823	511 936		4.90	
SM3	641 209	511 288		4.80	
SM4	643 501	511 023		4.00	
SM5	643 864	508 540		3.80	
SM6	643 133	505 638		4.60	
SM7	642 660	503 198		4.80	
SM8	642 660	501 745		4.50	
SM9	642 706	500 519		4.00	

Chapitre II : Etude géotechnique des sols d'assises de la conduite d'eaux traitées Province d'Al Hoceima

I-Définition d'une étude géotechnique

La géotechnique est une discipline qui étudie le comportement des terrains en relation ou non avec des ouvrages (pavillons, immeubles, barrages, voiries, ouvrages d'art...) Elle englobe l'étude des propriétés mécaniques et physico-chimiques des sols et de l'interaction entre les terrains et les ouvrages environnants d'une part, l'ouvrage objet de la prestation du fait de sa réalisation et/ou de son exploitation d'autre part. La géotechnique s'appuie principalement sur deux sciences :

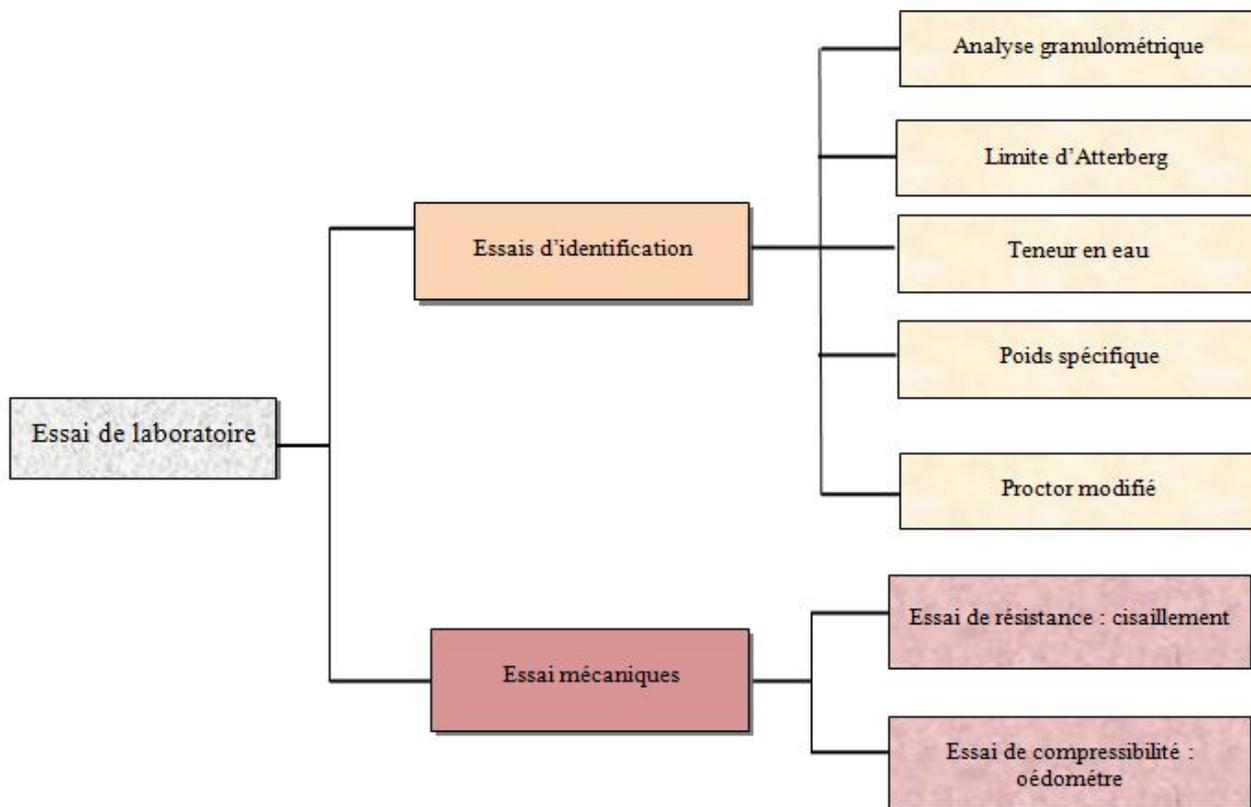
- la géologie qui retrace l'histoire de la terre, précise la nature et la structure des matériaux et leur évolution dans le temps,
- la mécanique des sols et des roches qui modélise leur comportement en tant que déformabilité et résistance des matériaux.

Ainsi le déroulement de cette étude se fait en suivant plusieurs étapes :

- Prise des informations avec le client (projet, site, particularités, attentes, etc.);
- Détermination de la stratégie à adopter;
- Reconnaissance du terrain (sondages, forages, puits d'exploration, etc.);
- Essais in situ (essai scissométriques, essai de pénétration dynamique, essai de percolation, etc.);
- Essais en laboratoire;
- Détermination de la nature et des propriétés physiques des sols;
- Analyses des données obtenues;
- Propositions et recommandations d'ordres géotechniques adaptées.

II-Programme des essais

Les sols échantillonnés ont été regroupés en unités stratigraphiques. Dans le but de déterminer leurs caractéristiques géotechniques, des échantillons représentatifs ont été soumis aux essais de laboratoire suivants :



1. Les essais d'identification

a) Analyse granulométrique

Objectif:

L'analyse granulométrique consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant un granulat dont les dimensions sont comprises entre 0,063 et 125 mm.

• REFUS sur un tamis : la quantité de matériau qui est retenue sur le tamis. Le pourcentage de refus cumulés sur chaque tamis, exprimé en (%), par la formule suivante : $(R_i / M_i) \times 100$

Avec : - M_i : Masse sèche en gramme

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

• TAMISAT (ou passant) : la quantité de matériau qui passe à travers le tamis.

Le pourcentage tamisats cumulés, exprimé en (%), par la formule suivante : $(1 - R_i / M_i) \times 100$

Ces masses des différents refus ou celles des différents tamisages sont rapportées à la masse initiale du matériau, les pourcentages ainsi obtenus sont exploités, soit sous leur forme numérique, soit sous une forme graphique (courbe granulométrique).

Mode opératoire :

L'analyse granulométrique se déroule en trois phases :

Prélever un échantillon de matériaux et le préparer pour l'analyse : le quartage

Procéder à l'examen du matériau : étuvage, tamisage, refus...

Tracer la courbe granulométrique du matériau.

↪ Quartage :

consiste à séparer l'échantillon en 4 parties. L'échantillon étalé est partagé en 4 parts sensiblement égales. On élimine 2 fractions opposées et on réunit les 2 autres fractions. Si la quantité est encore trop importante, le quartage se poursuit selon le même processus jusqu'à l'obtention de la quantité désirée.

↪ Examen du matériau :

- On pèse l'échantillon humide pour déterminer le poids humide «M1 ».

M1=1740g (La masse en l'état de la prise d'essai)

- On met l'échantillon dans l'étuve à 105° pendant 24 heures pour éliminer l'humidité.

- On pèse l'échantillon sec obtenu pour déterminer le poids sec « Mi ». Mi=1560g

- On calcule « W% » la teneur en eau du matériau : - $W\% = 100(M1 - Mi) / Mi = 11,3$

- On lave l'échantillon à l'eau claire pour éliminer les particules fines (<0.063mm).

- On étuve l'échantillon à 105° pendant 24 heures pour éliminer l'humidité.

-Les échantillons sont tamisés à l'aide d'une série de tamis respecte la progression suivante en (mm) : 0.063, 0.125, 0.25, 0.50, 1, 2, 4, 8, 16, 31.5, 63, 125.



Figure 2 : les échantillons préparés pour l'essai d'analyse granulométrique

-On pèse le refus du tamis ayant la plus grande maille : soit R1 la masse de ce refus.

-On poursuit la même opération avec tous les tamis de la colonne pour obtenir les masses des différents refus cumulés.

-Les masses des différents refus cumulés Ri sont rapportées à la masse totale de l'échantillon.

Résultat de l'essai :

- Les pourcentages de refus cumulés ainsi obtenus, sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau 2 : résultats de l'analyse granulométrique :

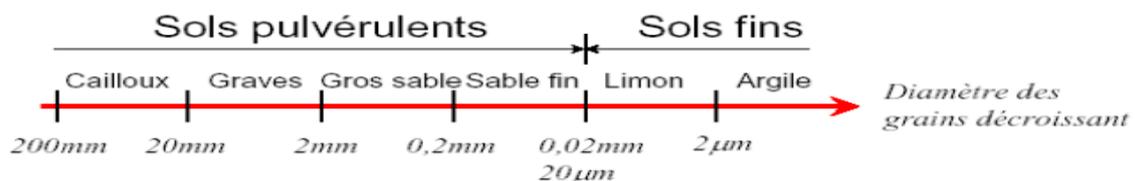
Réf.	Lieu de prélèvement	Nature lithologique	Analyse granulométrique NM 13.1.008						
			<0,08 Mm	<0,31 mm	<2 mm	<5 mm	<10 mm	<20 mm	<50 mm
1737/1	SM9 : 0.30 à 3.00m/TN	Marne consistante jaunâtre	82.3	87,2	93.1	96,0	98,6	100	100
1737/2	SM9: 3.00 à 4.00m/TN	Schiste et limon beigeâtre	23.4	27,8	45	60,2	75,2	90	100

la courbe granulométrique du matériau :

Pour tracer le diagramme de fréquences cumulées (courbes granulométriques) Il suffit de porter les divers pourcentages des tamisats cumulés sur une feuille semi-logarithmique :

- en abscisse : les dimensions des mailles, échelle logarithmique
- en ordonnée : les pourcentages sur une échelle arithmétique.
- La courbe doit être tracée de manière continue

Les diagrammes de fréquence cumulés (courbes granulométriques) nous a permis de classer notre sol selon le diamètre des grains :



N.B : il existe 3 types de courbes granulométriques :

- Courbe étalée : presque toutes les particules existent donc toutes les dimensions des grains existent.
- Courbe discontinue : le matériau ne contient pas certain dimension des grains.
- Courbe serrée : absence d'une grande partie du matériau

➤ La courbe granulométrique pour cet essai est présentée dans le graphe suivant :

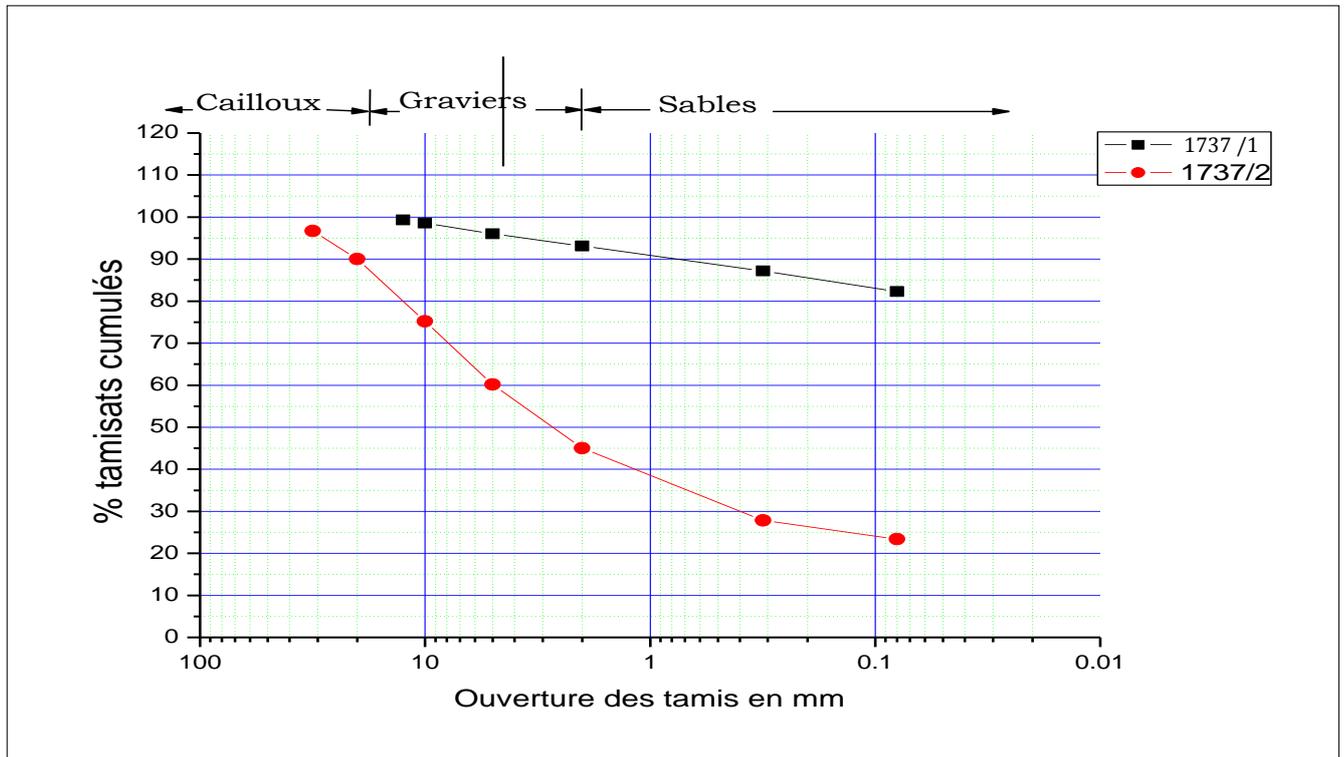


Figure 3 : courbe granulométrique

↳ Interprétation de la courbe :

➤ **Pour l'échantillon 1737/1** : l'analyse granulométrique de l'échantillon montre que la courbe a une allure continue dont le diamètre maximal retenu est de l'ordre de 10 mm

D'autre part, la majorité des éléments granuleux se regroupent dans l'intervalle de 1 mm à 10 mm, donc la plupart des grains constituant ce matériau sont des graves.

IL s'agit d'une courbe discontinue : car le matériau ne contient pas certaines dimensions des grains.

➤ **Pour l'échantillon 1737/2** : l'analyse granulométrique de l'échantillon montre que la courbe a une allure continue dont le diamètre maximal retenu est de l'ordre de 30 mm. D'autre part, la majorité des éléments granuleux se regroupent dans l'intervalle de 20 mm à 30 mm donc la plupart des grains constituant ce matériau sont des cailloux .

Il s'agit d'une courbe discontinue : car le matériau ne contient pas certaines dimensions des grains.

b)-La teneur en eau :

La teneur en eau d'un matériau est le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau comme le poids d'eau W contenu par unité de poids de matériau sec.

$$W = \frac{E}{P_s} = \frac{P_h - P_s}{P_s}$$

E = Poids d'eau dans le matériau.

P_s = Poids du matériau sec.

P_h = Poids matériau humide

Si W est exprimé en % :

$$W\% = 100 \frac{P_h - P_s}{P_s}$$

Pour notre échantillon 1737/1 :

- ✓ La masse en l'état de la prise d'essai : $P_h=1740g$
- ✓ La masse sèche après le étuvage : $P_s=1563g$
- ✓ La teneur en eau est donc : $W\%=100(1740-1563)/1563=11,32\%$

c)-Limites d'Atterberg (NM 13.1.007)

Définition et but de l'essai

On détermine par cet essai la **limite de liquidité** et la **limite de plasticité** d'un sol.

Cet essai permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action de la teneur en eau, il se fait uniquement sur les éléments fins du sol (caractériser les sols fins passant au tamis de 400 μm).

- **La limite de plasticité** se détermine par la "Méthode du rouleau (figure4) : caractérisant le passage du sol de l'état solide à l'état plastique.



Figure 4: la méthode du rouleau

On forme une boulette à partir de la pâte, puis on roule la boulette sur une plaque lisse, à la main de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3mm de diamètre.

Le rouleau au moment où il atteint 3mm doit avoir une longueur de 10cm et ne doit pas être creux.

La limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se fissure lorsque son diamètre atteint 3mm

- **La limite de liquidité** se détermine par la "Méthode de la Coupelle de Casagrande(figure 5)" : Caractérisant le passage du sol de l'état plastique à l'état liquide

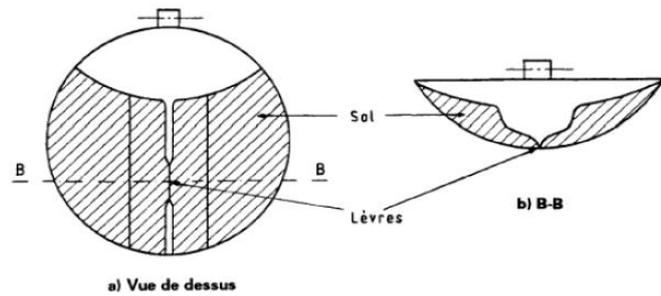


Figure 7 : fermeture de la rainure

Figure 5 : la Méthode de la Coupelle de Casagrande

Par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau (exprimée en %) qui correspond à une fermeture en 25 chocs.

Pour déterminer la limite de liquidité W_L on étend sur une coupelle une couche du matériau dans lequel on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. on imprime à la coupelle des chocs semblable en comptant le nombre de chocs nécessaires N (N doit être compris entre 15 et 35) pour fermer la rainure sur 1cm, on mesure alors la teneur en eau W de la pâte, et à partir de ces deux valeurs on déduit W_L par la relation suivante : $w_L = w \left(\frac{N}{25} \right)^{0,121}$

- **indice de plasticité :**

L'indice de plasticité I_p est la différence entre la limite de plasticité et la limite de liquidité, il mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation:

$$I_p = W_L - W_p$$

Paramètre à retenir :

La masse mobile Q vaut 80g, on obtient les limites de liquidité et de plasticité en reportant les points de mesures sur l'abaque et en les joignant par une droite.

On calcule ensuite l'indice de plasticité. La limite de liquidité et l'indice de plasticité permettent de classer la fraction fine du sol (voir classification LCPC).

Seuils retenus :

- 12 : limite supérieur des sols faiblement argileux,
- 25 : limite supérieur des sols moyennement argileux,
- 40 : limites supérieur des sols argileux et très argileux.

Les résultats de l'essai :

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 3: résultats des limites d'Atterberg

	Limite de liquidité =53%				Limite de plasticité =25%	
Nombre de coups	17	22	28	34		
Masse total humide (en g)	52,7	51,6	50,5	49,4	27,5	27,6
Masse total sec (en g)	43,5	42,9	42,3	41,7	27,3	27,4
Masse de tare (en g)	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6
Masse de l'eau (en g)	9,2	8,7	8,2	7,7	0,2	0,2
Masse du sol sec (en g)	16,9	16,3	15,7	15,1	0,7	0,8
Teneur en eau W(en %)	54,4	53,4	52,2	51,0	28,5	25,0

Interprétation du tableau :

Les quatre essais réalisés pour déterminer la limite de liquidité avec les résultats ci-dessus mentionnés, donne quatre valeurs différentes de la teneur en eau ; alors :

- la valeur de la teneur en eau obtenue au premier essai en 17 coups est 54,4% : qui est inférieure à la limite de liquidité correspondant à 25 coups : on constate donc que le matériau est plus humide.
- lorsque nous avons diminuer la teneur en eau au deuxième essai à 53,4%, le constat est que la rainure s'est formée sur 10 mm après 22 coups qui est presque égale à la limite de liquidité correspondant à 25 coups.
- Toujours en continuant l'opération qui est la diminution de la teneur en eau pour le troisième et le quatrième essai qui sont respectivement 52,2 % et 51,0 %, nous pouvons constater que la rainure s'est refermée lentement que prévu qui sont respectivement de 28 et 34 coups. Cette fois ci on constate que l'échantillon est plus ou moins sec.
- Concernant la limite de plasticité, nous l'avons obtenu en diminuant la teneur en eau jusque à avoir 25 % avec séchage de l'échantillon ce qui la rendue plus plastique.

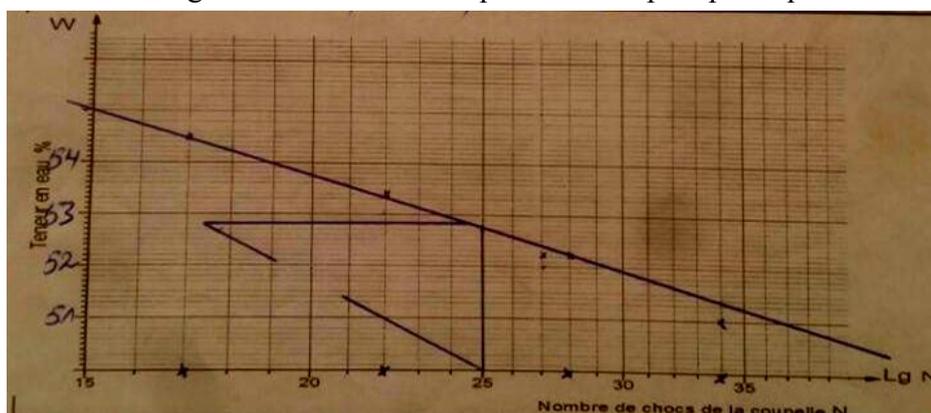


Figure6 : Essai limite d'Atterberg

Conclusion :

Nous pouvons dire que pour tout projet de construction, que se soit une route, un pont ou un bâtiment, l'étude complète s'avère nécessaire d'où une bonne connaissance de ce sol. La reconnaissance du terrain en place est donc un des préliminaires indispensables ; l'un des moyens les plus sûres est de prélever des échantillons autant que possible intacts.

Il faut dans tout les cas compléter cette indication par une analyse granulométrique et une détermination de la limite d'Atterberg. Ces renseignements permettant à l'ingénieur d'identifier les sols et par conséquent se faire une idée de leur comportement.

Nous pouvons conclure que les sols cohérents (sols fins) passent d'un état de consistance à un autre de manière progressive en jouant sur la teneur en eau. Plus la teneur en eau est grande, plus le nombre de coups (chocs) est petit. Les limites d'Atteberg permettent de classer les sols fins. C'est ainsi pour l'échantillon **1737/1** : d'après le graphe de la limite de liquidité est 53% et la limite de plasticité est 25%. Ce qui nous donne un indice de plasticité égale à 28 % : donc comme conclusion le sol est de nature argileuse.

	Limite de liquidité (W_L)	Indice de plasticité (I_p)
Sable	$W_L < 35$	$I_p < 15$
Limon	$20 < W_L < 60$	$5 < I_p < 25$
argile	$W_L > 30$	$I_p > 15$

d)-Classifications des sols :

Les échantillons qui sont prélevés au niveau des principales formations rencontrées au niveau des sondages réalisés, ont fait l'objet des essais d'identification pour déterminer leurs caractéristiques physiques :

Tableau4 : Résultat des essais d'identification

Réf.	Lieu de prélèvement	Nature lithologique	Teneur en eau en %	Analyse granulométrique NM 13.1.008				Limites d'Atterberg NM 13.1.007			Classification
				<0.08 Mm	<2 mm	<20 mm	<50 mm	WL %	WP %	IP %	
1735/1	SM1: 1.50 à 3.00m/TN	Marne limoneuse brunâtre	12.1	65.3	79.8	86.5	95.1	39	17	22	C1A2
1735/2	SM1: 3.00 à 4.40m/TN	Sable fin - marneux brunâtre	9.6	59.4	98.4	100	100	32	16	16	A2
1735/3	SM2: 0.00 à 3.00m/TN	Marne sableuse Noirâtre	24.3	65.6	100	100	100	40	19	21	A2
1735/4	SM2 3.00 à 4.90m/TN	Marne grisâtre	37.5	84.4	100	100	100	36	19	17	A2
1735/5	SM3: 1.80 à 4.80m/TN	Limon brunâtre	10.3	76.7	99.5	100	100	33	17	16	A2
1735/6	SM4: 0.00 à 4.00m/TN	Marne brunâtre	20.4	99.4	100	100	100	63	31	32	A3
1736/1	SM5 : 0.00 à 3.80m/TN	Marne verdâtre à grisâtre	15.6	97.8	99.3	100	100	51	23	28	A3
1736/2	SM6: 0.00 à 4.60m/TN	Graves alluvionnaire hétérométrique hétérogénique à matrice sablo-marneuse grisâtre	7.9	08.0	29.6	78.4	96.9	36	19	17	C1B4
1736/3	SM7 : 0.40 à 3.00m/TN	marneux jaunâtre consistante	10.3	78.4	100	100	100	39	17	22	A2
1736/4	SM7 : 3.00 à 4.80m/TN	Marne limoneuse jaunâtre à verdâtre	18.3	98.3	99.9	100	100	45	22	24	A2
1736/5	SM8: 0.50 à 2.00m/TN	Tout venant d'oued grisâtre	5.7	04.5	43.4	99.3	100	25	17	18	B4
1736/6	SM8: 2.00 à 4.50m/TN	Argile limoneuse brunâtre	11.3	50.5	81.4	96.5	100	35	18	17	A2
1737/1	SM9 : 0.30 à 3.00m/TN	Marne consistante jaunâtre	11.3	82.3	93.1	100	100	53	26	27	A3
1737/2	SM9: 3.00 à 4.00m/TN	Schiste et limon beigeâtre	04.8	23.4	45	90	100	33	17	16	B6

Interprétation des résultats : Classification et condition d'utilisation de sol

A la lumière des résultats des essais d'identification au laboratoire sur des échantillons des sols, on recueille les informations suivantes:

Ces sols sont classés selon la classification du GMTR (Guide Marocain pour les Terrassements Routiers) comme suit : A2, A3, C1B4, C1A2, B4, B6.

Tout d'abord il s'agit des sols grenus et fins ; donc pour classer ces formations les paramètres retenus sont des paramètres de nature : qui se rapportent aux caractéristiques intrinsèques des sols. Ces caractéristiques ne varient pas ou varient peu au cours des

différentes manipulations que subit le sol. Ces paramètres retenus concernent la granularité (AG) et l'argilosité (l'indice de plasticité).

- Classification GMTR des sols rencontrés au niveau du site

✓ Classe A : Sols fins

Elle contient les sols fins qui présentent un $D_{max} \leq 50$ mm et un tamisat à $80 \mu\text{m} > 35\%$.

Elle contient sous-classe A2 et A3 suivant l'importance de la plasticité :

- A2 : sous-classe sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes.

Ces sols sont caractérisés comme suit :

- $12 < IP \leq 25$ (un pourcentage de IP compris entre 16% et 24%).
- les éléments $80 \mu\text{m} > 35\%$ (compris entre 50.5% à 98.3%).

- A3 : sous-classe argiles et argiles marneuses, limon très plastique.

Ces sols sont caractérisés comme suit :

- $25 < IP \leq 40$ (un pourcentage de IP compris entre 27% et 32%).
- les éléments $80 \mu\text{m} > 35\%$ (compris entre 82.3% à 99.4%).

✓ Classe B : Sols sableux et graveleux avec fines

Elle contient les sols fins qui présentent un $D_{max} \leq 50$ mm et un tamisat à $80 \mu\text{m} \leq 35\%$.

Elle contient sous-classe B4 et B6 suivant l'importance de la plasticité :

- B4 : sous-classe graves argileuses, peu argileuses.

Ces sols sont caractérisés comme suit :

- les éléments $80 \mu\text{m} \leq 12\%$ (Un pourcentage des fines $> 80 \mu\text{m}$ est égale 04.5%).
- les éléments $02\text{mm} \leq 70\%$ (Un pourcentage des tamisat $> 02\text{mm}$ est égale 43.4%).

- B6 : sous-classe sables et graves argileux à très argileux.

Ces sols sont caractérisés comme suit :

- Tamisat à $80 \mu\text{m}$ compris entre 12 et 35% (Un pourcentage des fines de tamisat de $80 \mu\text{m}$ de 23.4%).
- $IP > 12$ (un pourcentage de IP de 16%).

✓ Classe C : Sols comportant des fines et des gros éléments

Elle contient les sols comportant des fines et des gros éléments, avec un $D_{max} > 50$ mm et un tamisat à $80 \mu\text{m}$ supérieur à 12% ou si le tamisat à $80 \mu\text{m} \leq 12\%$ la VBS est > 0.1 .

L'ensemble de se sous-classe se présente comme suit :

- C1A2 : Sous-classe Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex.

- Tamisat à 50mm >70% (Un pourcentage des éléments grossières (>50mm) est égale 95.1%).

-Tamisat à 80 µm > 12 % (Un pourcentage des fines >80 µm est égale 65.3%).

- C1B4 : Sous-classe alluvions grossières, argiles à silex, argiles à meulière, éboulis moraines

-Tamisat à 50mm >70% (Un pourcentage des éléments grossières >50mm est égale 96.9%).

-Tamisat à 80 µm > 12 % (Un pourcentage des fines >80 µm est égale 08%).

e)-Masse volumique et poids spécifique

La masse volumique apparente, ou densité, est la masse d'un volume unité de sol/roche (grains+eau+air). La masse volumique sèche ne comprend que les grains ;

Le poids volumique est le poids par unité de volume d'un matériau .Il dépend de la gravité, exprimée par la formule suivante :

$$\gamma = \rho \cdot g$$

D'où :

- γ est le poids spécifique du matériau (KN/m³).
- ρ est la masse volumique du matériau (kg/m³).
- g est l'accélération de la gravité (N/kg).

Resultat des essais :

Sur des échantillons prélevés au niveau des sondages à la pelle mécanique réalisés sur le site on a effectué un certain nombre d'essais au laboratoire qui nous permettent éventuellement la détermination de la masse volumique et poids spécifique humide.

Des échantillons ont été prélevés au niveau des principales formations rencontrées dans les sondages réalisés, ont fait l'objet des mesures de masse volumique (méthode trousse coupante) et la teneur eau.

○ **Méthode de la trousse coupante : (NM 13.1.119)**

Préparation de la prise d'essai

La prise d'essai, de masse comprise entre 0,1 et 1,5 kg est prélevée sur l'échantillon sélectionné, par poinçonnement, à l'aide d'une trousse coupante

Au départ, l'échantillon prélevé sur site ou préparé dans un moule selon un processus défini, doit avoir des dimensions supérieures de 10 mm à celles de trousse coupante et deux faces parallèles

Pour procéder au poinçonnement, l'une des faces parallèles de l'échantillon doit être placée sur une surface plane et la trousse coupante doit reposer sur l'autre face. Le poinçonnement se fait alors en appliquant, manuellement, une pression sur la trousse coupante. Une fois le poinçonnement effectué, les faces de la prise d'essai sont arasées aux extrémités avec un fil à découper.

Les résultats obtenus sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau5 : poids spécifique des échantillons

Sondage	Référence de l'échantillon	Profondeur en m/T	Nature lithologique	Masse volumique k/m ³ g	Poids spécifique (γ) en KN/m ³
<i>SM2</i>	1735/3	0.00 à 3.00m/TN	Marne sableuse noirâtre	1902	18.66
	1735/4	3.00 à 4.90m/TN	Marne grisâtre	1728	16.95
	1735/5	1.80 à 4.80m/TN	Limon brunâtre	1401	13.74
	1735/6	0.00 à 4.00m/TN	Marne brunâtre	1748	17.15
<i>SM5</i>	1736/1	0.00 à 3.80m/TN	Marne verdâtre à grisâtre	1636	16.05
<i>SM7</i>	1736/4	3.00 à 4.80m/TN	Marne limoneuse jaunâtre à verdâtre	1741	17.08
<i>SM8</i>	1736/6	2.00 à 4.50m/TN	Argile limoneuse brunâtre	1971	19.34
<i>SM9</i>	1737/1	0.30 à 3.00m/TN	Marne consistante jaunâtre	1497	14.69
	1737/2	3.00 à 4.00m/TN	Schiste et limon beigeâtre	1656	16.25

f)- Essai Proctor

Principe de l'essai :

L'essai consiste à mesurer le poids volumique sec d'un sol disposé en trois couches dans un moule dit moule Proctor de volume connu, dans chaque couche étant compactée avec la dame Proctor, l'essai est répété plusieurs fois et on varie à chaque fois la teneur en eau de l'échantillon et on fixe l'énergie de compactage pour obtenir la meilleure teneur en eau qui donne la meilleure portance de sol.

Les grains passants par le tamis de 5 mm sont compactés dans le moule Proctor.

Domaine d'utilisation :

Cet essai est utilisé pour les études de remblai en terre, en particulier pour les sols de fondations (route, piste d'aérodromes...).

But de l'essai :

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale (W_{opt}) pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage. L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe; on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale.

Définitions :

Rappel :

- V : volume total de l'échantillon,
- V_a : volume d'air contenu dans l'échantillon,
- V_w : volume d'eau contenu dans l'échantillon,
- V_s : Volume des grains solides contenus dans l'échantillon,
- W_a : Poids de l'air contenu dans l'échantillon ($W_a=0$),
- W_s : Poids des grains solide contenu dans l'échantillon,
- W_w : Poids de l'eau contenu dans l'échantillon,

➤ Poids volumique d'un sol sec :

$$\gamma_d = \frac{W_s + W_a}{V_s + V_w + V_a} = \frac{W_s}{V}$$

➤ Teneur en eau (notation w) s'exprime en % :

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

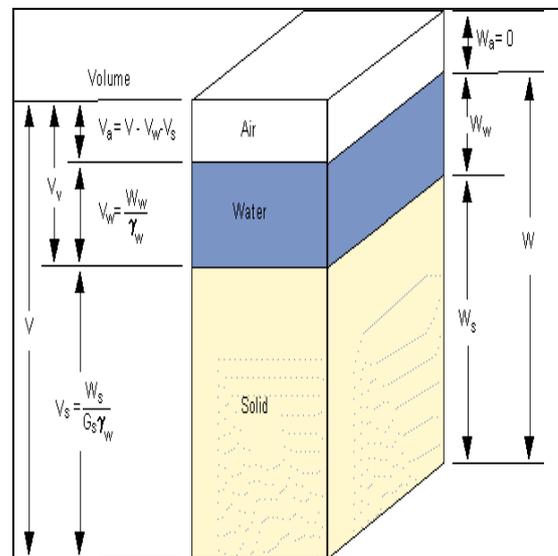


Figure 7: schéma simplifié des trois phases du sol

Energie de compactage : $N \text{ (J/m}^3\text{)} = (\text{nombre de coups par couche}) \times (\text{Nombre de couches}) \times (\text{Masse de la dame}) \times (\text{g}) \times (\text{hauteur de chute de la dame}) / (\text{Volume utile du moule})$.

L'optimum Proctor : est la teneur en eau W pour laquelle le sol atteint, pour une énergie de compactage donné, un Poids volumique maximal.

Diagramme PROCTOR simple : C'est un diagramme qui comporte une courbe Proctor unique, donnant, pour une énergie de compactage donnée, W_{opt} et Poids volumique Max.

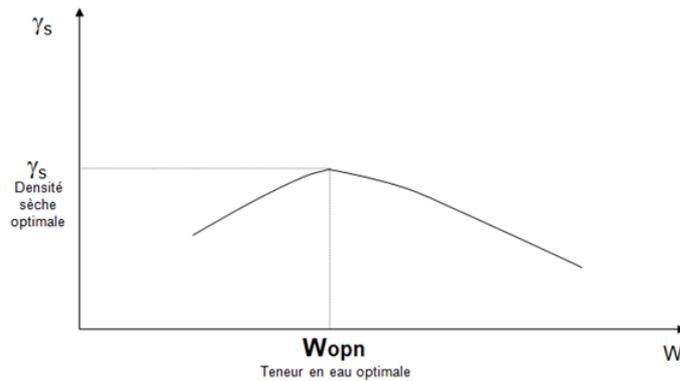


Figure 8 : Diagramme PROCTOR simple

Résultats des essais

Nous avons réalisé des essais de compactage « Proctor normal » pour chaque famille, les résultats obtenus pour la famille II (A2) sont représentés sur le graphe si dessous :

Détermination des caractéristiques de compactage d'un sol (NM 13.1.023)

Famille II(A2) : Référence échantillon : 1742/2

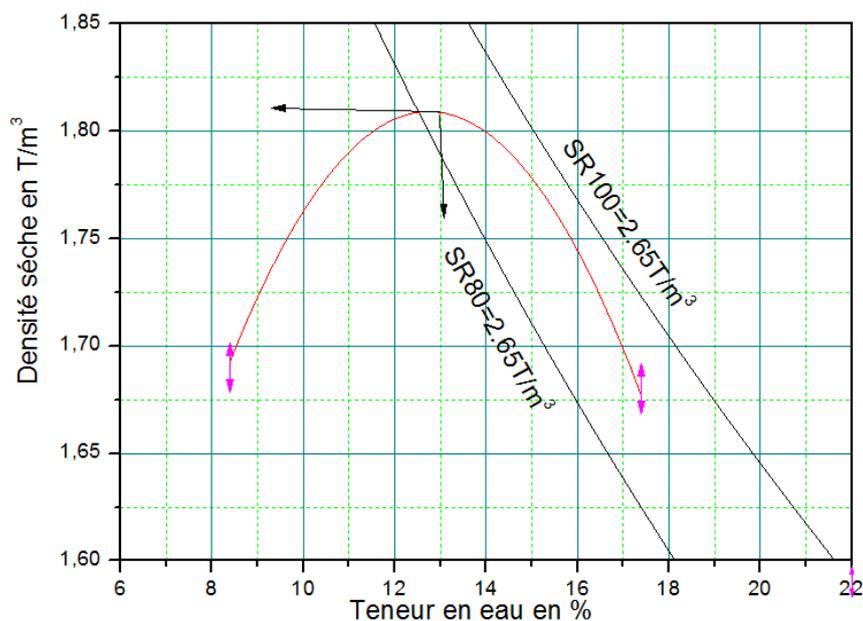


Figure 9: Courbe Proctor.

Tableau6 : Les résultats obtenus à partir de la courbe Proctor

ESSAI PROCTOR MODIFIE
DENSITE SECHE MAXIMALE à l'OPM en $T/m^3 = 1.80T/m^3$
TENEUR EN EAU OPTIMALE à l'OPM en % = 12.98 %

Interprétation de la courbe :

La courbe obtenue a une forme de cloche. Elle indique que dans un premier temps, lorsqu'on augmente la teneur en eau du matériau, sa densité sèche augmente, ce qui signifie que le matériau devient plus dur, plus compact et plus portant. Puis la courbe arrive à un maximum obtenu pour une valeur précise de la teneur en eau ($W=12,98\%$) appelée l'optimum Proctor. Pour cette valeur de W , la densité sèche est maximale ($\gamma_s=1,80\%$). Si on poursuit l'augmentation de la teneur en eau la densité sèche diminue, ce qui explique que le sol se fragilise.

g)-Conclusion générale sur l'identification des sols

Tous ces essais (granulométrie, teneur en eau, Proctor, limites d'Atterberg) 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. Les limites d'Atterberg, 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.

2. Les essais mécaniques :

a) Essai de cisaillement rectiligne à la boîte

But de l'essai :

L'essai a pour objet de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol fin saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé à une vitesse constante.

L'essai consiste à soumettre le sol à un cisaillement direct, rectiligne, suivant un plan imposé. L'échantillon de sols, de forme carrée, est placé entre 2 demi-boîtes mobiles l'une par rapport à l'autre : on applique à l'échantillon un effort de compression normale N (50, 100, 200 KPa) à l'aide de poids et un effort horizontal de traction T en déplaçant les 2 demi-boîtes l'une par rapport à l'autre (fig 10). Un capteur de déplacements permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi-boîtes.

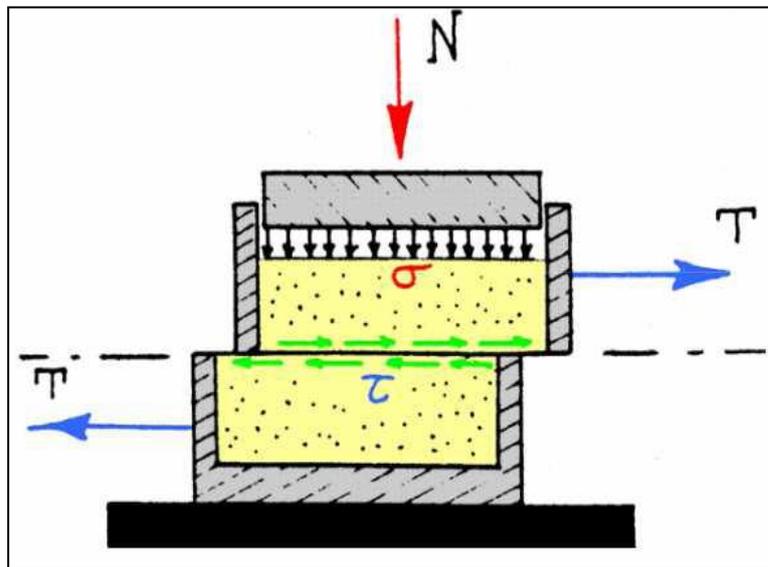


Figure 10 : Schéma de la boîte de cisaillement rectiligne

On exerce sur le plan de séparation des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne : $t = T / S$

Avec:

- S : section corrigée de l'éprouvette
- t : contrainte de cisaillement
- T : contrainte normale

L'essai consiste à faire croître T jusqu'à la rupture, N étant maintenu constant au cours de l'essai.

On trace ensuite, pour chaque essai, les courbes de contraintes en fonction des déplacements et on détermine la valeur de la contrainte de cisaillement maximale.

On reporte ensuite chaque point sur un graphique ayant pour abscisse la contrainte normale T et pour ordonnée la contrainte de cisaillement t .

On trace ensuite la courbe intrinsèque du sol étudié, et on détermine son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C .

Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement.

Résultats de l'essai :

Sur les formations rencontrées dans les sondages, on a réalisé des essais mécaniques (cisaillement rectiligne à la boîte). Dont les résultats sont représentés si dessous :

✓ Pour l'échantillon 1737/1 :

- Ce diagramme ci-dessous montre la variation des charges (50, 100, 200 KPa) en fonction du déplacement horizontal et en fonction des contraintes de cisaillement :

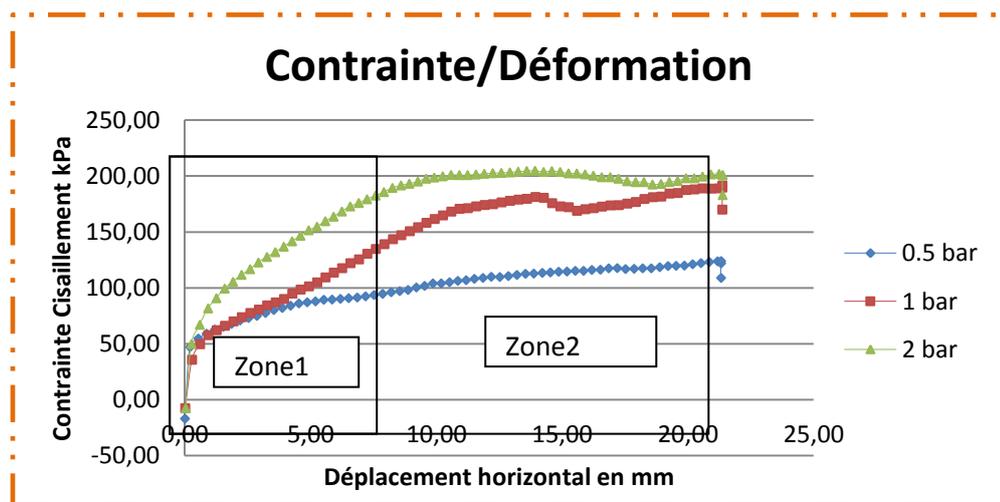


Figure 11 : courbe expérimentale obtenue dans l'essai de cisaillement

Interprétation de la courbe de contrainte :

On note sur ces courbes, l'identification de 2 zones bien distinctes :

- Dans la zone (1) le matériau a un comportement ductile

On remarque en particulier qu'au début les 3 courbes sont rectilignes et perpendiculaires à l'axe des abscisses (déplacement en mm), c.-à-d. qu'on n'a pas un déplacement du matériau

Au delà de 50 KPa (Limite élastique) les 3 courbes ont subit une inflexion qui traduit que la déformation plastique commence : on remarque que la contrainte cisailante est proportionnelle à la déformation ce qui déduit que le matériau s'allonge soudainement avec une augmentation appréciable de la contrainte cisailante

➤ Dans la zone (2) : la rupture

La contrainte cisailante n'est plus proportionnelle à la déformation, au delà de cette contrainte le déplacement est encore permanent =on constate donc : Au cours de l'étirement ultérieur, le matériau recouvre sa résistance et, comme le montre le diagramme, la contrainte de cisaillement croît avec le déplacement jusqu'au point où la contrainte atteint sa valeur maximum :

- 120 KPa pour la contrainte normale 0.5 Bar
- 170 KPa pour la contrainte normale 1 Bar
- 200 KPa pour la contrainte normale 2 Bar

➤ Ces courbes contraintes-déformations ont ensuite été interprétées dans le diagramme de Mohr pour en déduire les propriétés de résistance au cisaillement : la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ .

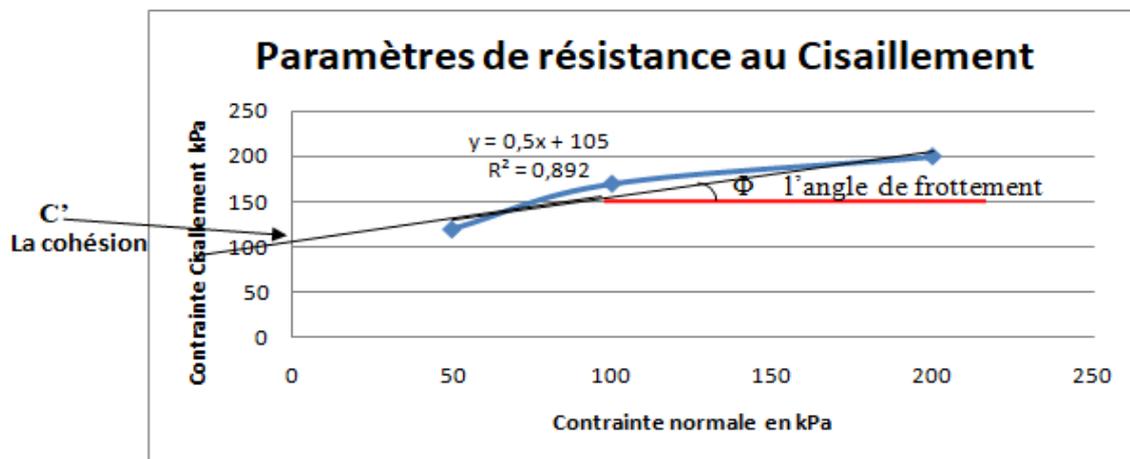


Figure12 : La courbe intrinsèque du sol étudié

Interprétation :

On obtient également approximativement une droite inclinée sur l'axe des contraintes normales. Elle fournit :

- La cohésion effective **C'=110 KPa**
- L'angle de frottement effectif **ϕ' =23°**

Tableau7 : l'état initial et l'état final de l'échantillon étudié

Eprouvettes n° :		1	2	3
Diamètre (cm)		7.20	7.20	7.20
Hauteur (cm)		2.0	2.0	2.0
Etat initial	Wi%	14.04	14.04	14.04
	γ_{di}	1.63	1.64	1.64
	Si%	59.24	60.26	60.68
Etat Final	Wf%	14.42	15.36	14.37
	γ_{df}	1.62	1.62	1.63
	Sf%	60.00	63.57	61.12

b) Essai de compressibilité à l'œdomètre

Notion de Compressibilité :

La compressibilité est le phénomène de diminution du volume cela dépend des contraintes effectives dues aux surcharges a différentes profondeurs l'essai œdométrique permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps.

Du point de vue de la physique, il est utile de comparer le comportement d'un sol chargé à celui de tout autre matériau qui fléchit sous une charge. La similitude perd cependant de sa pertinence lors du relâchement des charges, parce que, contrairement aux matériaux utilisés en construction, les sols ne sont pas des matériaux homogènes ayant un comportement élastique dans un intervalle de chargement normal. Les déformations subies par les matériaux élastiques s'annulent lors du relâchement de la charge, alors que le tassement des sols n'est jamais complètement réversible. Ce phénomène dépend surtout de la nature poreuse du sol.

But de l'essai :

La méthode d'essai est choisie pour les terrains qui pourraient être saturés lors de fortes pluies, on se place ainsi dans les conditions les plus défavorables du point de vue de la déformabilité des sols sous des surcharges ponctuelles ou permanentes .

Le but de l'essai étant de déterminer quelque caractéristiques du sol, à savoir :

- ✓ la pression de consolidation σ'_c
- ✓ le coefficient de compression C_c
- ✓ le module oedométrique E'
- ✓ le coefficient de gonflement C_g

ces caractéristiques sont déduite à partir de la courbe de compressibilité (figure13)

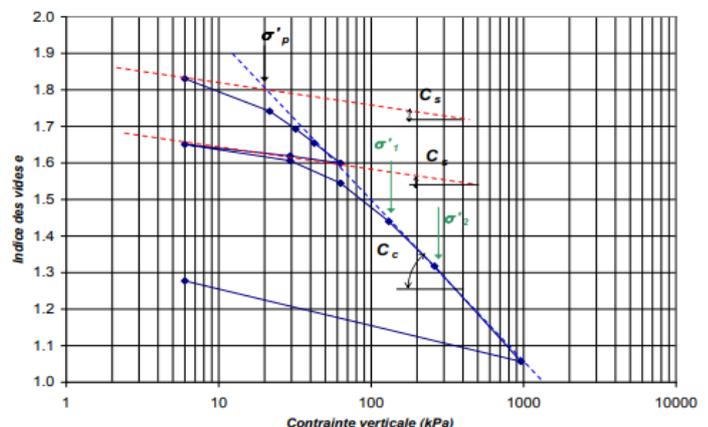


Figure 13 : l'allure d'une courbe œdométrique

Résultats de ces essais :

ESSAI OEDOMETRIQUE : NM13.1.003

Tableau8 : l'état initial et l'état final de l'échantillon étudié

Sondage N° : SM9		Réf. Ech : 1737/1			Prof.(m) : 0.30 à 3.00 m /TN		
	Teneur en eau %	Pd spécifique humide g/cm ³	Indice des vides	Saturation %	Hauteur cm	Diamètre cm	Densité des grains
Initial	13.37	2.15	0.41	90	2.00	7.2	2.68
Final	14.38	2.17	0.38	94	1.88		

Les résultats obtenus sont représentés dans la courbe suivante :

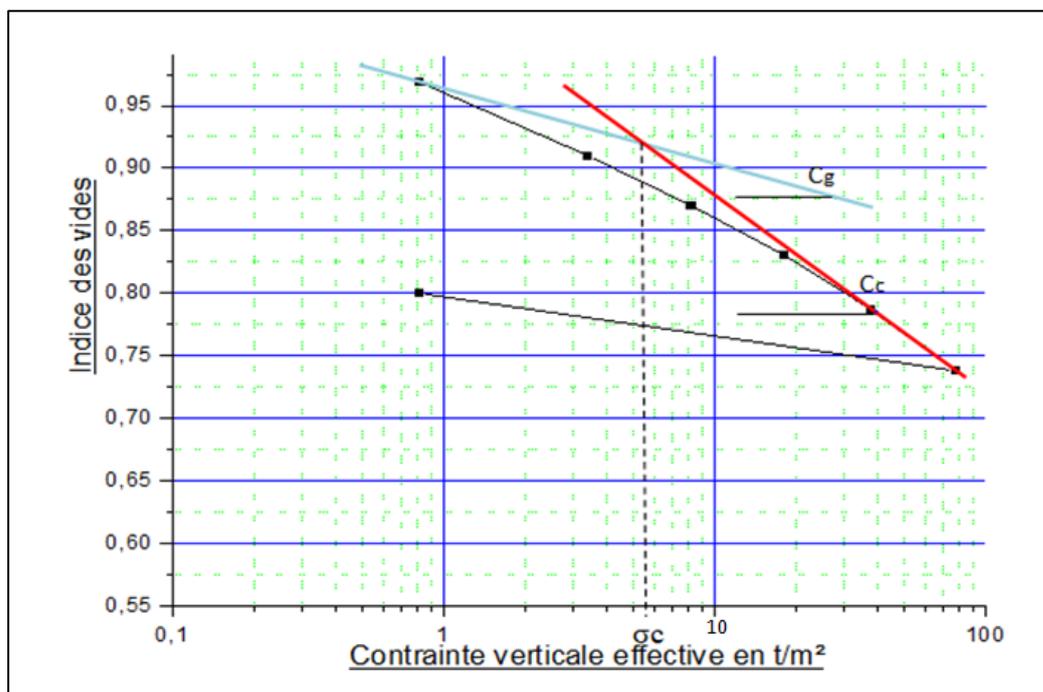


Figure 14 : la courbe œdométrique

Détermination des caractéristiques du sol:

Après avoir tracé la courbe d'indice des vides en fonction du logarithme de la charge, et en se référant à cette dernière on détermine la pression de consolidation σ_c (selon la méthode de Casagrande). La contrainte de consolidation peut être estimée d'une façon approximative en reliant la pente à l'origine de la première partie de la courbe à la droite représentant la deuxième partie.

L'abscisse du point d'intersection est $\sigma_c = 5,5 \text{ T/m}^2$

Pour déterminer l'indice de compression On trace la à la deuxième partie de la courbe de compressibilité. L'indice de compression est alors la pente de la droite de cette droite :

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

$$C_c = -((0,79 - 0,73) / (\log(40) - \log(90))) = 0,17$$

Ce coefficient C_c permet de calculer le tassement total à long terme sous un état de charge donné en considérant que pour des contraintes supérieures à la contrainte de consolidation,

L'indice de gonflement L'indice C_s :

$$C_s = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

$$C_s = -((0,88 - 0,925) / (\log(38) - \log(5,15))) = 0,05$$

Interprétation :

Trois zones peuvent être distinguées à partir de la courbe obtenue :

- La première zone correspond à un état de forte succion et de faible contrainte où les contraintes verticales n'atteignent pas la contrainte de préconsolidation ni la surface de charge, et donc le comportement du sol est toujours élastique, l'augmentation de la contrainte verticale observée est nécessaire pour équilibrer le taux de gonflement provoqué par la diminution de la succion ;
- Une fois la pression de préconsolidation ($\sigma_c = 5,15 \text{ T/m}^2$) atteinte, sur la surface de charge, un changement de direction de la pente est observé, à partir de cette zone, le comportement du sol est plastique, les macropores s'effondrent, provoquant la baisse de la pression de gonflement ;
- La troisième zone correspond à une région de faible succion, au-delà de 80 T/m^2 la déformation de gonflement de la microstructure présente une large magnitude, ce qui ne laisse aucune possibilité à un effondrement macroscopique, une augmentation de la contrainte est encore produite malgré la diminution de la succion.

Chapitre III : Modalité des travaux de terrassement

Les travaux de terrassement dépendent de la nature des sols à excaver et les niveaux de calage de la conduite.

Dans le tableau ci-après, nous avons porté au niveau :

- De chaque sondage
- Et par endroit au relevé visuel des affleurements au passage de la future conduite.

De déterminer la puissance du terrain ordinaire (TO) et rocheux (TR) à terrasser, tout en faisant l'hypothèse :

- De la profondeur des sondages exécutés qui se limite à 3.00m par rapport au niveau du terrain naturel.

Pour les terrains ordinaires (TO) nécessitent des engins à godet.

Cependant, l'intervention des moyens pneumatiques (marteau piqueur, brise-roche) est nécessaire pour les terrains rocheux (TR).

Sondage mécanique	Profondeur	TO (m)	TR (m)
SM1	5.00	4.40	0.60
SM2	5.00	4.90	0.10
SM3	5.00	4.80	0.20
SM4	5.00	4.00	1.00
SM5	5.00	3.80	1.20
SM6	5.00	4.60	0.40
SM7	5.00	4.80	0.20
SM8	5.00	4.50	0.50
SM 9	5.00	4.00	1.00
	100%	88.45%	11.55%

I. Traversées des points particuliers :

1. Récapitulatif des différentes contraintes

Le tableau ci-après récapitule l'ensemble des contraintes à rencontrer tout au long de l'itinéraire de la future conduite à savoir :

<i>N° du Section SM_i - SM_f</i>	<i>Nature de la contrainte</i>	<i>Observations</i>
Entre SM3 et SM4	Traversée de la N16 d'Al Hoceima vers Nador	<i>Recommandation D</i>
Entre SM4 et SM5	Traversée d'une piste agricole	<i>Recommandation C</i>
Entre SM5 et SM6	Traversée de la R610	<i>Recommandation D</i>

2. Protection contre les traversées des points particuliers :

Pour assurer donc de la pérennité de la conduite au droit des traversées des Réseaux routiers, nous recommandons ce qui suit :

Traversée des pistes et des routes :

Recommandation C

Pour les pistes non déglaisées et les routes faiblement sollicitées par un trafic généralement par des engins agricoles, nous recommandons de protéger la conduite par un remblaiement en tout venant concassé compacté à 95% de l'OPM de 1.00m minimum au dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

Recommandation D

Pour les routes fortement sollicitées par un trafic des poids lourds (route nationale), nous recommandons de protéger la conduite par un remblaiement en tout venant concassé compacté à 95% de l'OPM de 1.00m minimum au dessus de la génératrice supérieure de la conduite puis la réalisation d'une dalle de répartition en béton armé. D'autres types peuvent également être utilisés comme le dalot et le fourreau.

Traversées des Pistes et des Routes
Coupe type de la protection de la conduite N°3

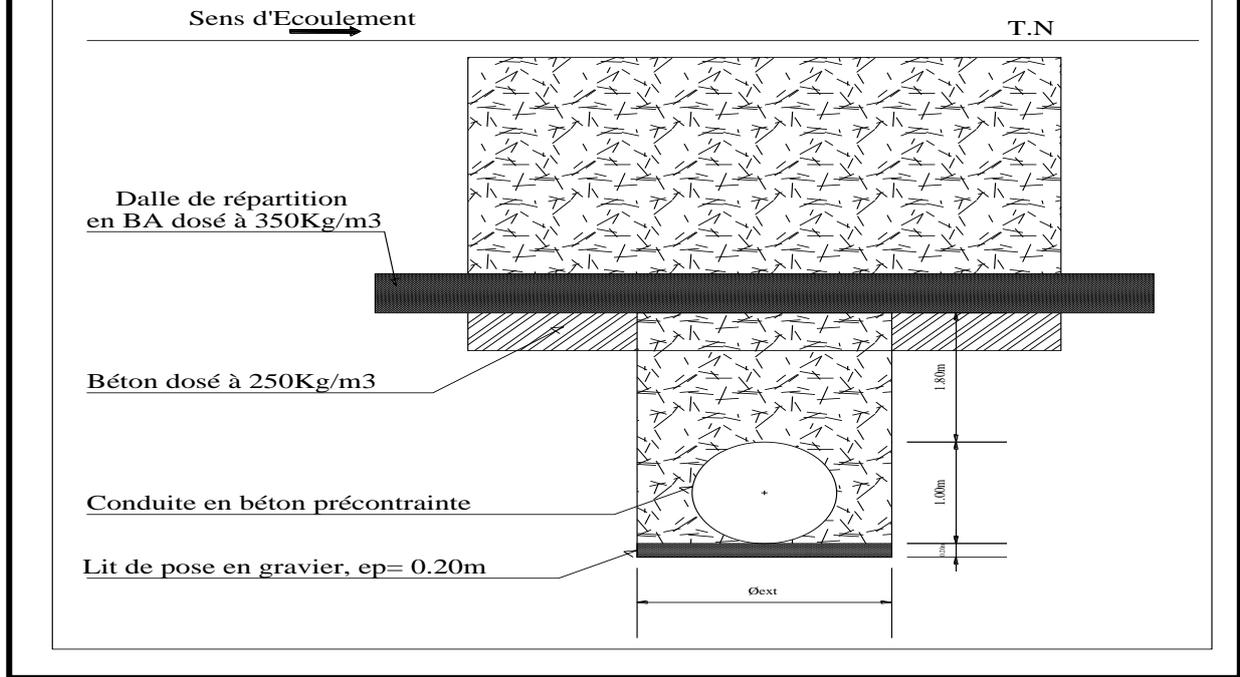


Figure 15 : Traversées des pistes et des routes (Coupe type de protection de la conduite N° 3)

Conclusion générale :

L'objectif de cette étude est de déterminer les propriétés physiques et mécaniques des sols afin d'évaluer leurs comportements mécaniques en termes de résistance à la rupture et la variation de volume, sous l'influence de diverses sollicitations effectuées à l'aide de l'essai de cisaillement rectiligne et l'essai œdométrique.

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

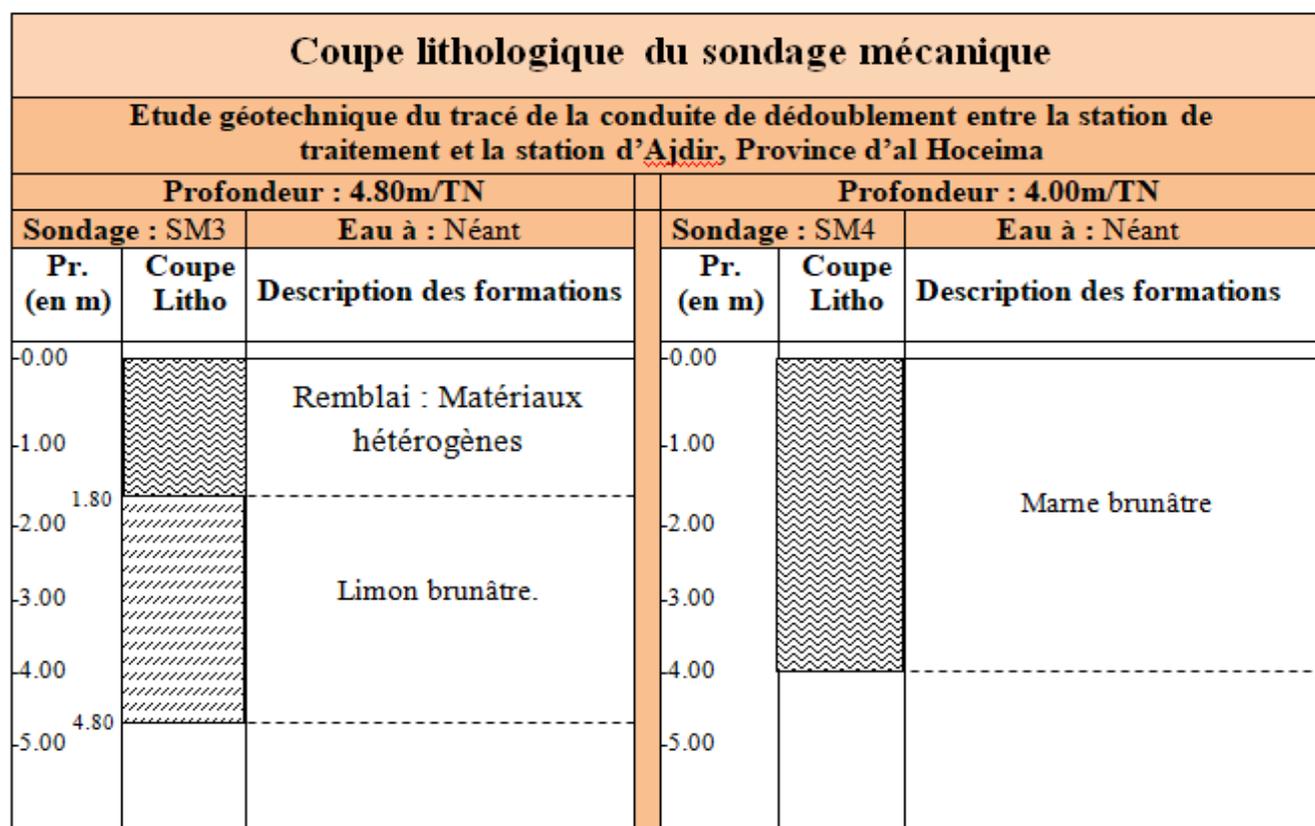
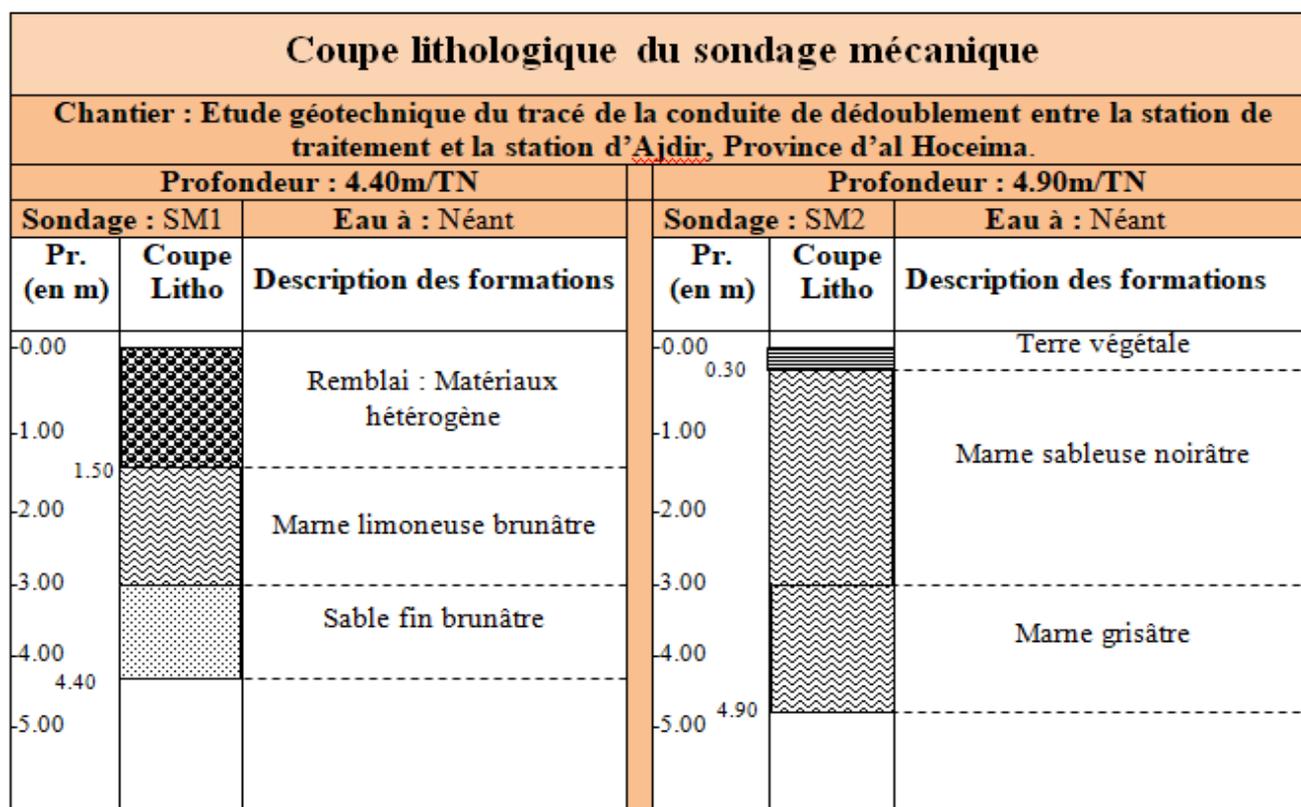
-Les caractérisations déduites des essais d'identification ont permis de classer les échantillons dans des sols étudiés. Ces résultats traduisent ainsi les fortes sensibilités des sols à l'eau.

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

Cette étude relative à l'investigation géotechnique des sols d'assises de la conduite d'eaux nous a contraints de respecter toutes les normes géotechniques en vigueur afin de trouver des solutions à tous les problèmes et contraintes techniques qui peuvent se présenter lors d'une étude d'un projet d'alimentation en eau potable.

Annexes

Les coupes lithologiques



Coupe lithologique du sondage mécanique					
Etude géotechnique du tracé de la conduite de dédoublement entre la station de traitement et la station d'Ajdîr, Province d'al Hoceïma					
Profondeur : 3.80m/TN			Profondeur : 4.60m/TN		
Sondage : SM5		Eau à : Néant	Sondage : SM6		Eau à : Néant
Pr. (en m)	Coupe Litho	Description des formations	Pr. (en m)	Coupe Litho	Description des formations
0.00			0.00		
1.00			1.00		
2.00		Marne verdâtre à grisâtre	2.00		
3.00			3.00		Graves alluvionnaire hétérométrique hétérogenique à matrice sablo-marneuse grisâtre
3.80			4.00		
4.00			4.60		
5.00			5.00		

Coupe lithologique du sondage mécanique					
Chantier : Etude géotechnique du tracé de la conduite de dédoublement entre la station de traitement et la station d'Ajdîr, Province d'al Hoceïma.					
Profondeur : 4.80m/TN			Profondeur : 4.50m/TN		
Sondage : SM7		Eau à : Néant	Sondage : SM8		Eau à : Néant
Pr. (en m)	Coupe Litho	Description des formations	Pr. (en m)	Coupe Litho	Description des formations
0.00			0.00		
0.40		T.V : Argile noirâtre	0.50		Remblais (Matériaux hétérogène).
1.00		Marne jaunâtre consistante	1.00		Tout venant d'oued grisâtre.
2.00			2.00		
3.00			3.00		Argile limoneuse brunâtre.
4.00		Marne limoneuse jaunâtre à verdâtre.	4.00		
4.80			4.50		
5.00			5.00		

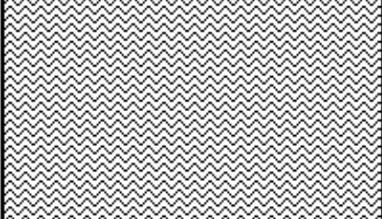
Coupe lithologique du sondage mécanique

Chantier : Etude géotechnique du tracé de la conduite de dédoublement entre la station de traitement et la station d'Ajdír, Province d'al Hoceima.

Profondeur : 4.80m/TN

Sondage : SM9

Eau à : Néant

Pr. (en m)	Coupe Lithologique	Description des formations
-0.00 0.30		T.V : Argile noirâtre
-1.00 -2.00		Marnes consistantes jaunâtre
-3.00 -4.00		Schiste et limon beigeâtre
-5.00		

Références bibliographiques :

Ait Brahim L., Chotin P., Hinaj S., Abdelouafi A., El Adraoui A., Sossey Alaoui F., Amrhar M., Bouaza A., Tabyaoui H., Chaouni A. (2002) - Paleostress evolution in the Moroccan African margin from Triassic to Present. Tectonophysics. 2002, Volume 357, Issues 1–4, 1 November 2002, Pages 187-205.

Durand-Delga, M., (1980) - La Méditerranée occidentale, étapes de sa genèse et problèmes structuraux liés à celle-ci. Mém. Soc. géol. Fr. 10, 203-224.

Normes marocaines :

NM13.1.008 (Analyse granulométrique des sols par tamisage)

NM13.1023 (Essai Proctor)

NM13.1.007 (Limite d'Atterberg)

NM 13.1.021 (Essai de cisaillement)

NM 13.1.003 (Essai œdométrique)

NM 13.1.119 (Trousse coupante)

NM 13.1.152 (Teneur en eau)

Webographie :

<https://hal-insu.archives-ouvertes.fr/insu-00948298/document>

<http://www.maroc-meteo.net/alhoceima.html>

https://ft.univ-tlemcen.dz/assets/uploads/pdf/departement/gc/tp/analyse_granulometrique.pdf

http://www.ifsttar.fr/fileadmin/user_upload/editions/lcpc/MethodeDEssai/MethodeDEssai-LCPC-ME19.pdf

<http://www.cpsedit.ma/index.php/documents/category/13-guide?download=774:guide-marocain-pour-les-terrassements-routiers&start=100>

http://www.ifsttar.fr/fileadmin/user_upload/editions/lcpc/MethodeDEssai/MethodeDEssai-LCPC-ME13.pdf

http://www.ifsttar.fr/fileadmin/user_upload/editions/lcpc/MethodeDEssai/MethodeDEssai-LCPC-ME21.pdf

