

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

جامعة جيجل  
Université de Jijel



G. Géo. 04/14

Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie  
Département : des Sciences de la Terre et de l'Univers



كلية علوم الطبيعة والحياة  
قسم : علوم الأرض و الكون

## Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme : Master II Académique en Géologie

Option : Génie Géologique

01  
01

Thème

Synthèse géologique, géophysique et calcul des fondations d'un ouvrage d'art- cas du viaduc d'Oued Menar sur la RN 77- wilaya de Sétif.

### Membres de Jury

Président : Kinioua.H.

Examineur : Kebab.H

Encadrant : Bouhenouna. A



### Présenté par :

Boubazine Youcef

Chelhioun Amine



Année Universitaire 2013-2014

Numéro d'ordre (bibliothèque) : .....

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciement*

*Nous rendons grâce a dieux le tout puissant qui nous a donné l'aide, la patience et le courage pour accomplir ce travail.*

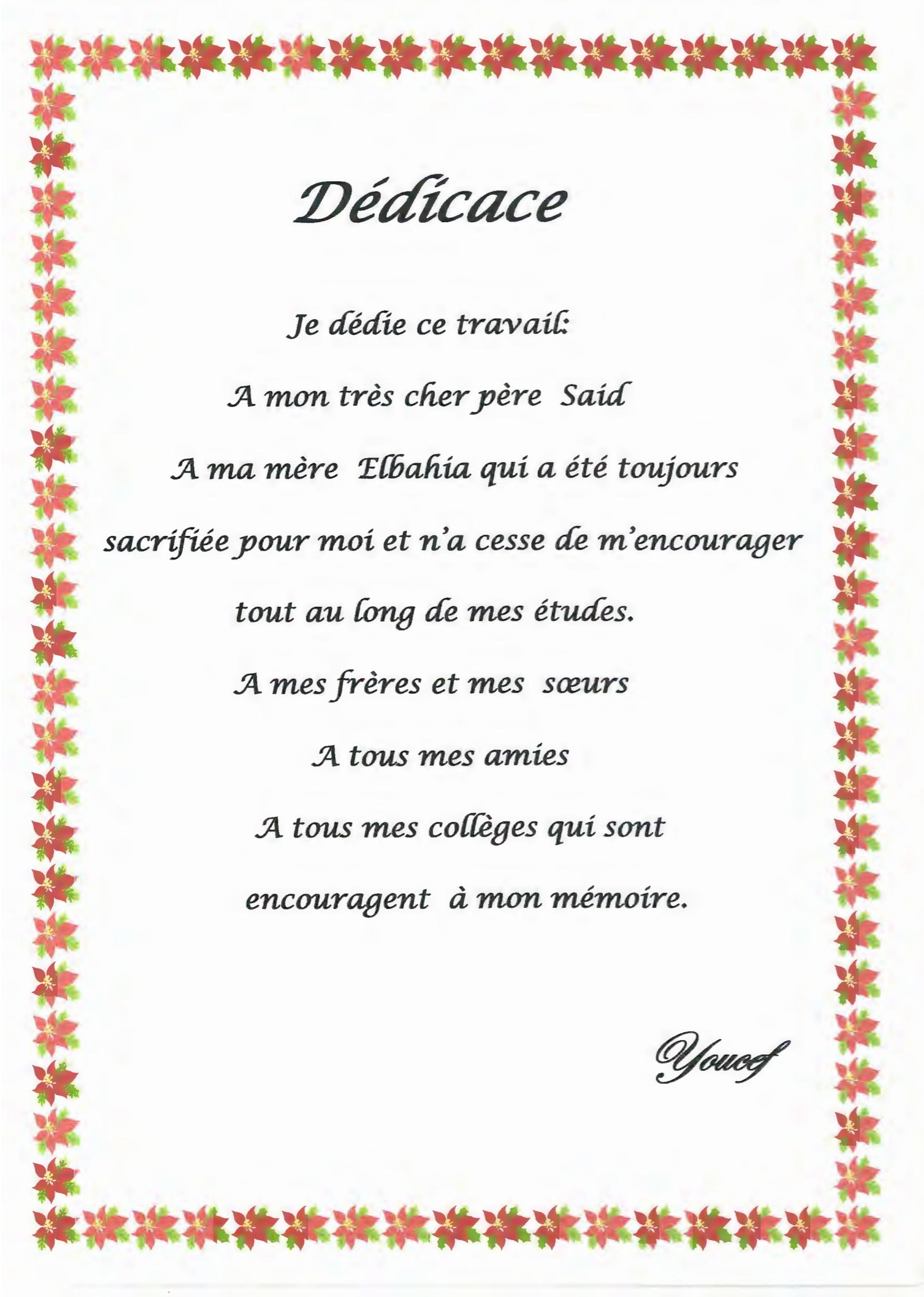
*Nous remercions notre encadreur M<sup>me</sup>. Bouhennona Amal qui nous a fait l'honneur de bien vouloir guider nos pas tout au long de ce travail avec ses précieux conseils.*

*Nous remercions également tous les enseignants du département des sciences de la terre, et en particulier monsieur Benzaid. R ; Rouikha. Y ; Mehdi. S ; Kabbab. H pour leurs aides précieuses.*

*Nos remerciements vont aux membres du Jury, pour l'intérêt qu'ils portent a notre travail en acceptant de le juger.*

*Nous remercions tous ceux qui d'une manière ou d'une autre ont participé à la réalisation de ce travail.*

*Amine et Youcef*



# *Dédicace*

*Je dédie ce travail:*

*A mon très cher père Saïd*

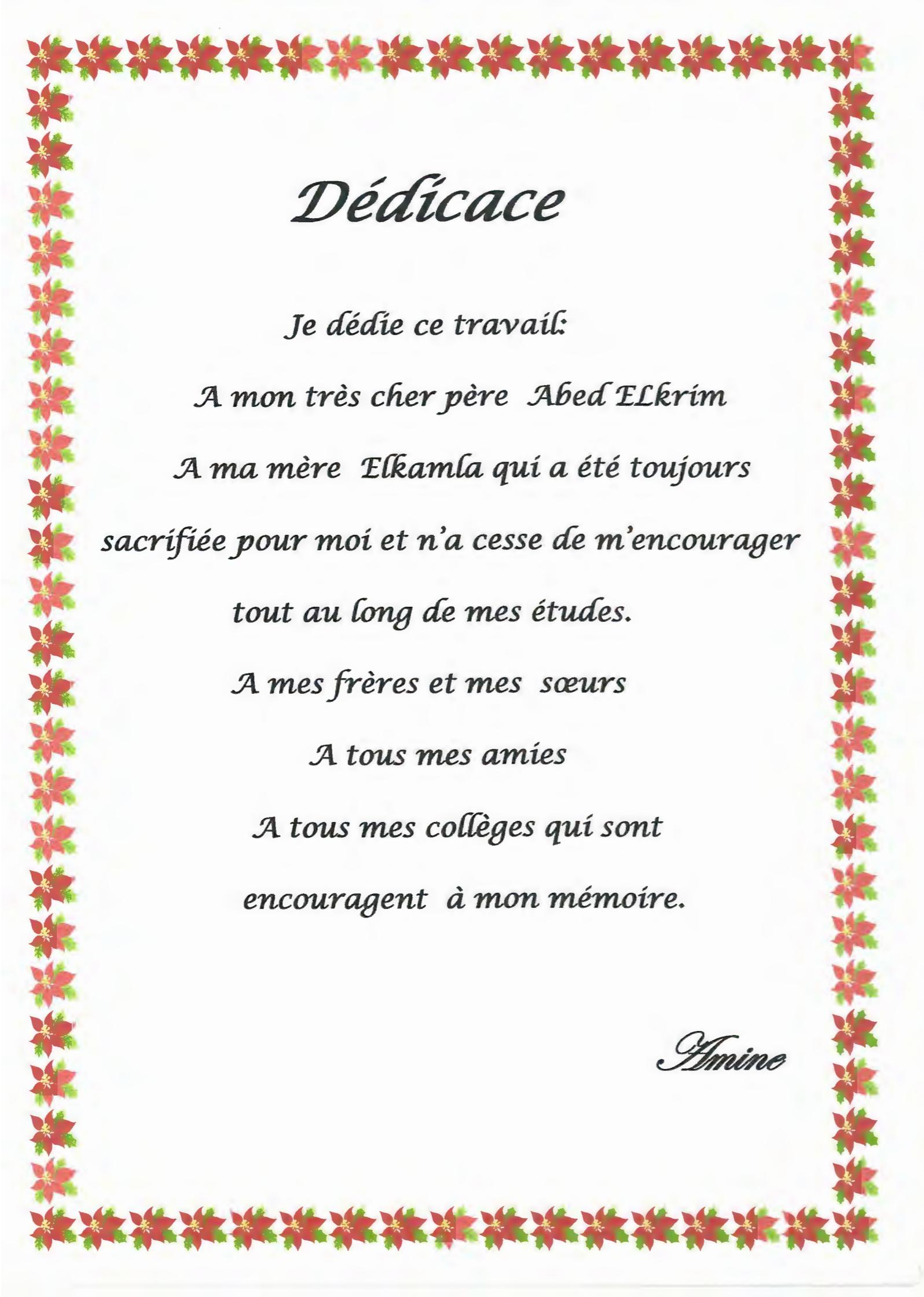
*A ma mère Elbahia qui a été toujours  
sacrifiée pour moi et n'a cesse de m'encourager  
tout au long de mes études.*

*A mes frères et mes sœurs*

*A tous mes amies*

*A tous mes collèges qui sont  
encouragent à mon mémoire.*

*Youssef*



# *Dédicace*

*Je dédie ce travail:*

*A mon très cher père Abed ELkrim*

*A ma mère Elkamla qui a été toujours  
sacrifiée pour moi et n'a cesse de m'encourager  
tout au long de mes études.*

*A mes frères et mes sœurs*

*A tous mes amies*

*A tous mes collèges qui sont  
encouragent à mon mémoire.*

*Amine*

## **Résumé**

Ce mémoire présente une étude des caractéristiques géologiques, géophysiques et géotechniques d'un site d'Oued Menar commune Ain Sebt, wilaya de Sétif, destiné pour le projet d'un viaduc sur la route nationale RN 77 reliant la ville de Jijel à Sétif.

Etude géologique sur le site du viaduc et leur comportement vis-à-vis des différents sondages géotechniques, qui donne une géologie d'où les terrains sont représentés essentiellement par des argiles et des bancs de grés.

Des caractéristiques géophysiques analogues à celles obtenues par la géologie et la géotechnique.

L'étude géotechnique a été réservée à l'interprétation des résultats des essais aux laboratoires du sol, des essais in situ (essais pressiométriques) ayant mis en évidence les paramètres suivants :

- La nature et le comportement des sols pour définir et justifier les solutions techniques retenues ;
- Le choix des fondations a été traité selon l'importance du projet sans mettre la probabilité du risque de tassement ;
- Les caractéristiques du sol de fondations sont très hétérogènes, variant d'une position d'une fondation à l'autre et d'une fondation profonde à peu profonde.

Ceci nous a poussés de vérifier la capacité portante et faire le calcul des déformations et l'effet de groupe pieux.

**Les mots clé :** Pieu, groupes des pieux, fondation

## **Abstract**

This research paper presents the properties of geological, geophysical and geotechnical site dedicated to the creation of a work of art represented in the Menar Bridge Wade Municipality appointed Ain Sebt, Sétif at the level of National Road 77, which connects between the mandate of Jijel and Sétif.

Geological study of the site in line with the results of geotechnical drilling, which gave the same results and layers of mud and rock and sandy coherent.

Characteristic geophysical study gave us similar results to the study of geological and geotechnical.

Depending on the geotechnical study to interpret the results of laboratory tests of the soil and test (préssiomètre) has highlighted the following facts:

- The nature and behavior of the soil to determine and justify the technical solutions adopted.
- Choose the foundations of the constitution dealing with the importance of the project without neglecting the potential risk of pressure and calculate the endurance limit and the pressure and the impact of collection substrate.

**Key words:** stakes, collection substrate, foundations

## ملخص

هذه المذكرة تقدم دراسة للخصائص الجيولوجية والجيوفيزيائية والجيوتقنية للموقع المخصص لإنشاء عمل فني المتمثل في جسر واد منار ببلدية عين السبت ولاية سطيف على مستوى الطريق الوطني رقم 77 الذي يربط بين ولاية جيجل وسطيف.

الدراسة الجيولوجية للموقع تتماشى مع نتائج الحفر الجيوتقنية التي أعطت نفس النتائج و المتمثلة في طبقات طينية و صخر رملي متماسك و كذلك الدراسة الجيوفيزيائية أعطت لنا نتائج مماثلة للدراسة الجيولوجية و الجيوتقنية واعتمادا على الدراسة الجيوتقنية لتفسير نتائج الاختبارات المخبرية للتربة واختبار (préssiomètre) قد سلط الضوء على المعطيات التالية:

- طبيعة وسلوك التربة لتحديد وتبرير الحلول التقنية المعتمدة.
- اختيار أسس التعامل مع البراعة في أهمية المشروع دون اغفال احتمال خطر الضغط وحساب قدرة التحمل الحد والضغط وتأثير مجموعة ركيزة.
- الكلمات المفتاحية : ركيزة , مجموعة ركيزة , أساس

## SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	1
<b>CHAPITRE I : GENERALITES</b>	
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Réseau hydrographique.....	3
I.3. Morphologie de site.....	4
I.4. Climat .....	4
I.5. Végétation.....	4
I.6. Sismicité.....	4
II. Présentation de projet.....	4
<b>CHAPITRE II : CONTEXTE GEOLOGIQUE</b>	
Introduction.....	6
II.1. Description lithologiques des terrains .....	7
II.1.1. Le socle Kabyle.....	7
a) <i>Un ensemble inférieur</i> .....	7
b) <i>Un ensemble supérieur</i> .....	7
II.1.2. Les formations de l'Oligo-Miocène et les Olistostromes.....	7
a) <i>L'Oligo-Miocène kabyle</i> .....	7
b) <i>Les Olistostromes</i> .....	8
II.1.3. Les formations de type flysch.....	8
a) <i>Le flysch maurétanien</i> .....	8
b) <i>Le flysch massylien</i> .....	9
c) <i>Le flysch numidien</i> .....	9
II.1.4. Les formations telliennes.....	10
a) <i>Les nappes infra-telliennes</i> .....	10
b) <i>Les nappes méso-telliennes</i> .....	10
c) <i>Les nappes épi-telliennes</i> .....	10
II.1.5. Aspect structural de la partie occidentale de la Petite Kabylie.....	10
II.1.5.1. Tectonique anté-Oligocène.....	10
II.1.5.2. Tectonique Miocène .....	11

II.2. Géologie locale.....	11
II.2.1.Le flysch numidien.....	12
II.2.2.Formations de quaternaire.....	15
Conclusion .....	17

### **CHAPITRE III : ETUDE GEOPHYSIQUE**

III.1. Introduction.....	18
III.2.Les Méthode utilisées.....	18
III.2.1.prospection sismique.....	18
III.2.1.1. Sismique réfraction .....	18
III.2.1.2.Application de la méthode au Génie Civil.....	20
III.2.2. Tomographie .....	21
III.2.2.1. Objectifs de la tomographie en géophysique.....	21
III .2.2.2 Tomographie sismique.....	22
III.2.3. La prospection électrique.....	23
III.2.3.1. La tomographie électrique.....	24
III.2.3.2. La méthode de traînée électrique.....	24
III.3.Mise en œuvres des profils géophysiques sur le site.....	25
III.3.1.Exemple d'interprétation de profil.....	26
III.3.1.1.Investigation Électrique.....	26
III.3.1.2.Interprétation des traînés électriques.....	27
III.3.1.3.Analyse du panneau de traînés électriques.....	27
III.3.1.4.Tomographie électrique.....	28
III.3.1.5. Interprétation du profil de tomographie électrique.....	28
III.3.2. Investigation Sismique de Réfraction.....	29
III.3.2.1. Interprétation du profil de tomographie sismique.....	29
III.3.2.2.Interprétation de la coupe géosismique.....	30
III.4. Corrélations des profils de tomographies électriques.....	30
Conclusion.....	33

### **CHAPITRE IV: ETUDE GEOTECHNIQUE**

IV.1 .Introduction.....	34
IV.2. Programme d'investigation géotechnique.....	35
a. <i>Sondage carotté</i> .....	35

<i>b. Essai S.P.T (standard Pénétration Test)</i> .....	35
<i>c. Essais Pressiométriques</i> .....	35
<i>d. Essais au laboratoire</i> .....	35
IV.3. Essais sur le terrain.....	36
IV.3.1. L'essai au S.P.T (Standard Pénétration Test).....	36
IV.3.2. Les sondages carottés.....	36
IV.3.3. Essai pressiométrique.....	38
IV.3.3.1. Objectif essai pressiométrique.....	39
IV.3.3.2. Résultats des sondages pressiométriques.....	39
IV.4. Essais au laboratoire.....	39
IV.4.1. Essais physiques.....	40
IV.4.2. Essais d'identification.....	40
IV.4.2.1. Essais de Limites d'Atterberg.....	40
IV.4.3. Essais mécaniques.....	41
IV.4.4. Analyses chimiques.....	43
IV.5. Lithologie du site et contexte géotechnique.....	43
IV.6. Les caractéristiques des fondations du viaduc.....	44
IV 6.1. Calculs de la capacité portante et de tassement des fondations.....	44
IV 6.1.1. Les puits (peu profonds).....	44
IV 6.1.2. La capacité portante de fondations profondes.....	50
IV.6.1.3. Comportement des groupes des pieux.....	53
Conclusion .....	60

*Introduction*

*Générale*

## **Introduction**

Le présent travail porte sur l'étude géologique, géotechnique et géophysique de site d'un ouvrage d'art, permettant le franchissement d'oued Menar (wilaya de Sétif), le viaduc en question fera partie intégrante de l'élargissement de RN 77 sur le tançant Jijel-Sétif.

Le viaduc Menar est d'une longueur de 618 mètres, il est fondé sur 12 éléments de support (puits), Un écart variant entre 40 et 60 mètres séparé chacun de ces éléments entre eux, la hauteur des piliers varie entre 12,5 et 73 mètres, pour la plupart, les emplacements des éléments de support sont difficilement accessibles, ce qui exige la construction de voies accessibles et l'aménagement de plateaux de travail pour effectuer le processus de la fondation sur les emplacements des éléments de support.

Donc le but de notre mémoire de fin d'étude, consiste à faire une étude géologique, interprétations des données géophysiques, et traitement géotechnique des terrains de fondation préparé pour recevoir l'ouvrage, avec une démarche de conception et de dimensionnement de type de fondation proposée, et de la portance des sols.

Nous avons divisés notre plan de travail en trois parties comme suit :

- La première partie été réservée à l'étude géologique ou nous avons traité les caractéristiques lithologiques et structurales des différentes unités rencontrées à l'échelle régionale et locale ;
- Dans la deuxième partie été consacrée à l'étude d'investigation géophysiques de neufs profils d'une longueur totale de 1510 m sur le site étudié ;
- En fin une troisième partie été consacrée à l'étude géotechnique qui permet d'avoir une idée sur les caractéristiques physico-mécanique des sols étudiés et de pouvoir juger la faisabilité géotechnique du système de fondation à savoir la possibilité de réalisation de fondation profondes (géométrie ,capacité portante ,tassement).

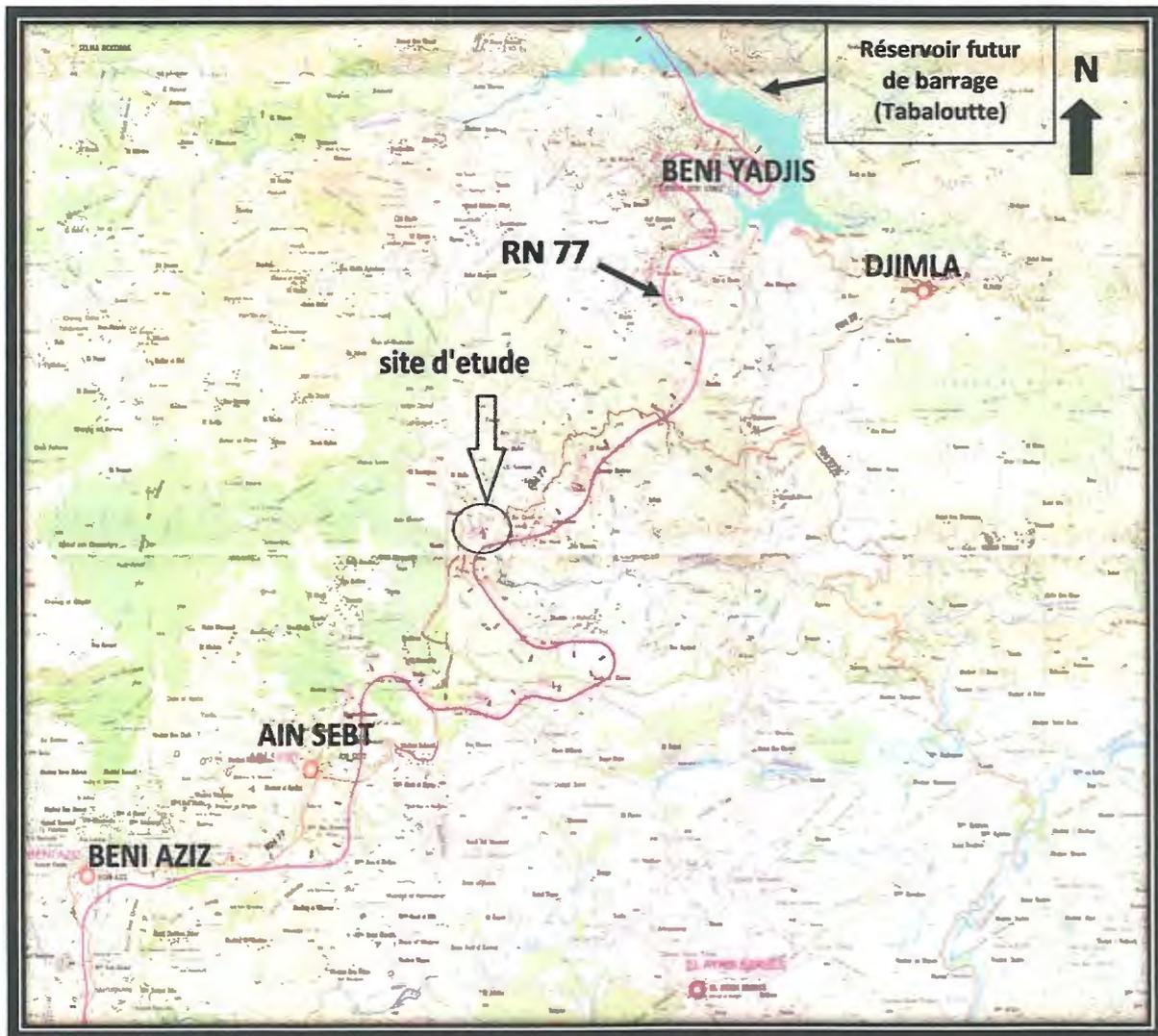
*Chapitre I :*  
*Généralités*

**I.1. Situation géographique**

Le terrain en question qui devra recevoir le viaduc de Oued Menar est situé au niveau de la RN 77 zone de Ain Sebt, cette dernière située à 20 km de la Daira de Bèni Aziz environ au Nord-Est du chef lieu de wilaya de Sétif. (Photos. I.1 et Fig. I.1).



**Photos I.1 : Photos satellite du site (Google earth),2014**



**Figure I.1 : Situation géographique du site étudié**

(Extrait de la carte géographique de Texenna au Echelle : 1/25000)

## I.2. Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique de la région est représenté par les deux fleuves traversés par le viaduc ont des caractéristiques extrêmement torrentielles, et par certain nombre de chaâbats qui collectent et drainent les eaux de surface vers oued Menar, ce dernier s'écoule vers oued kébir.

Nous avons remarqué l'apparition de sources superficielles, elles étaient surtout présentes sur les pentes qui s'inclinent vers l'est, ce qui est la conséquence de l'orientation des structures géologiques, les résultats de la tomographie électrique révèlent que le sol est soit très humide, soit pleinement saturé en eau.

### I.3. Morphologie de site

Le viaduc sur l'Oued Menar situé au niveau de la route Jijel– Sétif enjambe la vallée de l'oued Menar à une altitude allant de 10 à 80 m au-dessus du terrain existant.

Du côté de Jijel, le viaduc se trouve à une altitude de 1112 m, la pente générale des talus descendants vers Jijel (direction est) varie entre 10° et 15°, et du côté de Sétif, le viaduc atteint une altitude de 1100 m, la pente générale des talus descendants vers Sétif (direction ouest) varie entre 35° et 45°.

Cette morphologie est dotée d'un caractère complexe, le futur viaduc traversera deux vallées et ses piliers seront positionnés sur des pentes descendant avec des inclinaisons différentes.

### I.4. Climat

Le climat aux environs de la région d'étude est continental, il est caractérisé par un hiver froid assez pluvieux, et un été chaud à étirage s'étalant sur deux à trois mois.

### I.5. Végétation

Le site de viaduc est pratiquement nu sur le cotée Jijel, et sur le de cotée de Sétif, il montre généralement des végétations herbacées et quelques arbres de liège, cette moyenne couverte végétal favorise considérablement l'érosion du sol.

### I.6. Sismicité

La conception et la réalisation des projets devront tenir en compte la sismicité de la région, et se référer à la réglementation.

La région d'étude est située dans la zone (II a) de moyenne sismicité, pour le calcul dynamique de l'ouvrage. (Figure. I.2)

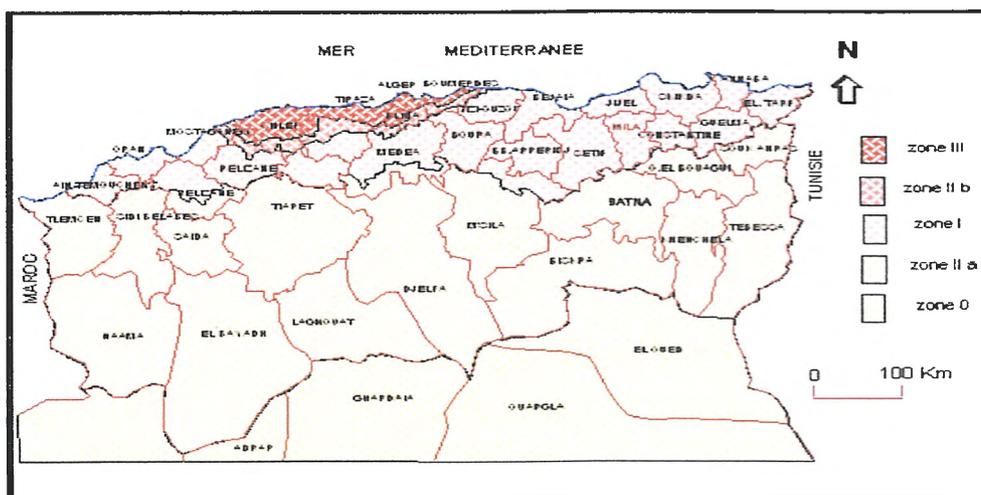
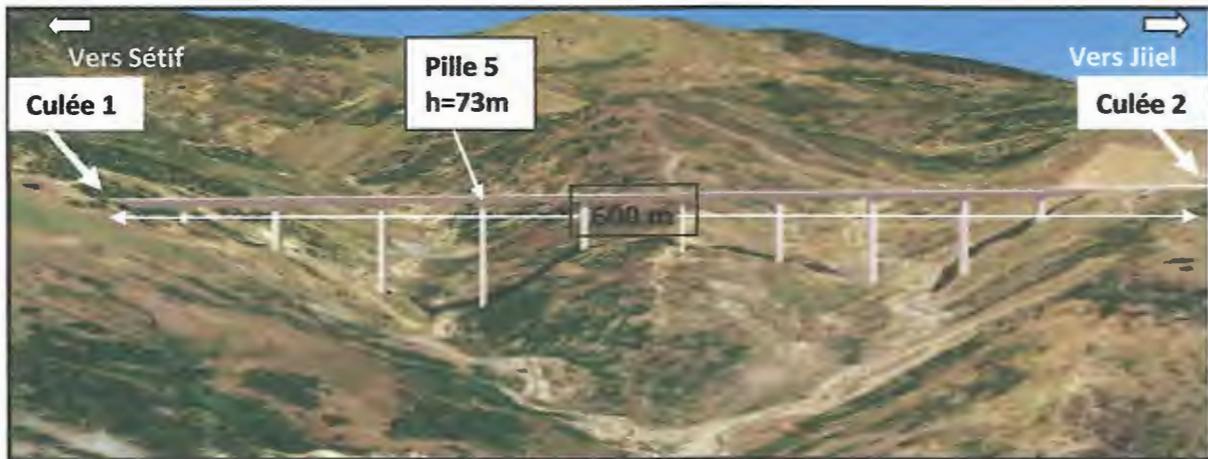


Figure I.2 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003 (C.G.S)

## II. Présentation de projet

Le viaduc sur l'Oued Menar situé au niveau de la route Jijel – Sétif enjambe la vallée de l'oued Menar à une altitude allant de 10 à 80 m au-dessus du terrain existant. (Fig. I.3).

La longueur du viaduc est de 600 m et franchit la vallée grâce aux travées 40 + 50 + 7 x 60 + 50 + 40 m, de façon à permettre, avec la méthode d'exécution retenue pour l'exécution du tablier (soit poussage successif) la disposition optimale des piles dans un terrain d'ailleurs très accidenté et glissant.



**Figure I.3 :** Présentation d'une photo future du viaduc (Pipenbaher 2013).

Les culées sont fondées en profondeur, reposant chacune sur 6 pieux forés d'un diamètre de 1.2 m, les piles 2 -11, reposant sur des puits (Photos. I.2) d'une profondeur allant de 17 à 30 m et d'un diamètre de 9 m (appuis No. 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 11) et 11 et 13m (appuis Nos. 9,10).



**Photos I.2 :** Représentant la réalisation des puits (Avril 2013).

*Chapitre II :*  
*Contexte Géologique*

**Introduction**

La chaîne des maghrébides s'étend sur plus de 2000 km, allant de Gibraltar à l'Ouest jusqu' à la Caladre à l'Est (j. Aubouin,1977 ;M.Durand Delga,1971), elle montre une structure en nappes, engendrée par des phases tectoniques tangentielles à vergence Sud dominante, la chaîne tellienne en Algérie est l'un des segments de la chaîne des maghrébides, le massif de la petite Kabylie fait partie des zones internes de la chaîne tellienne, cette dernière est subdivisée en unités structurales issues de trois domaines paléogéographiques.

-Domaine interne ;

-Domaine des flyschs ;

-Domaine externe.

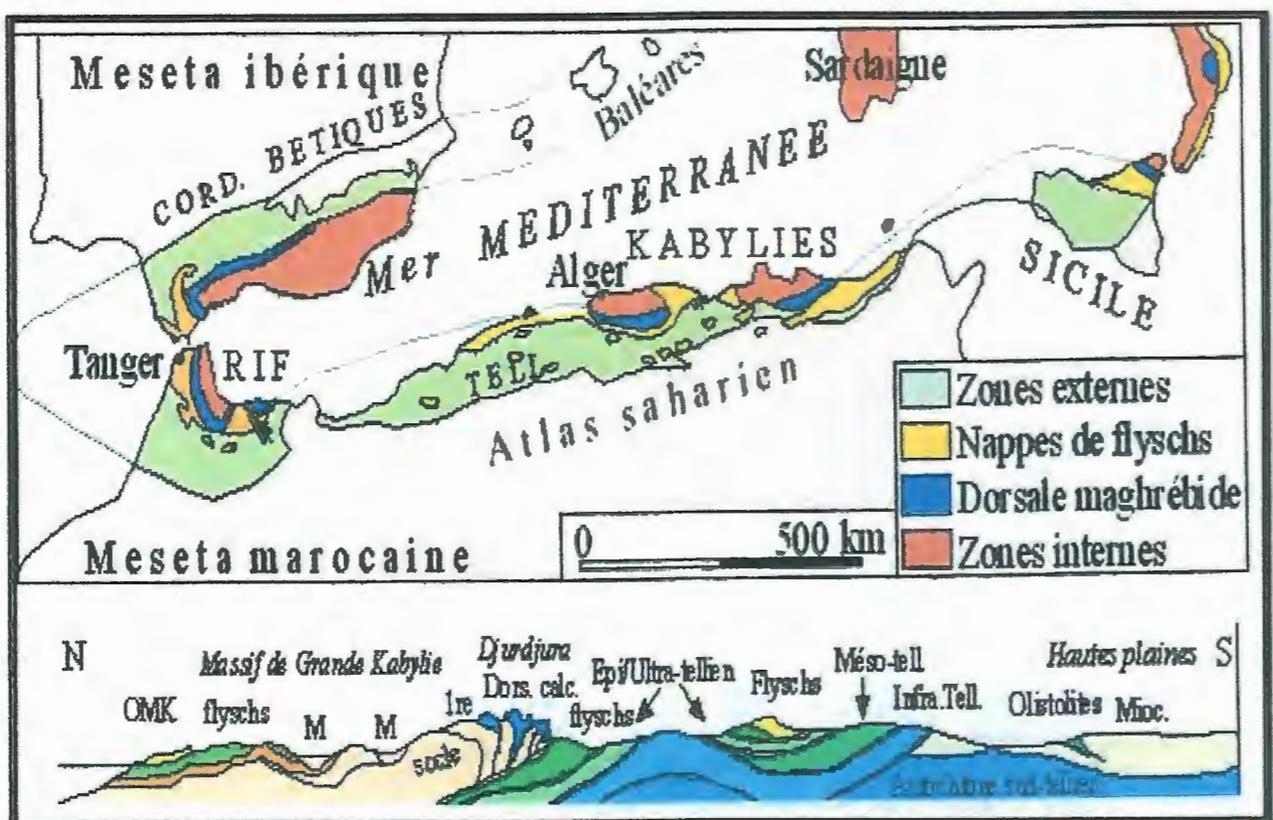


Figure II.1 : Schéma structural de la méditerranée occidentale.

(M. Durand Delga, 1969)

## II.1. Description lithologiques des terrains

### II.1.1. Le socle Kabyle

Il est représenté par les affleurements des roches métamorphiques de la Petite Kabylie occidentale, il apparaît en Algérie du Nord, sous forme de trois pointements Amygdalaires. Ces pointements sont représentés par le massif du Chenoua à l'Ouest d'Alger, le massif de Grand Kabyle au centre et le massif de Petite Kabylie à l'Est.

Selon Durand Delga et Bouillin Le socle Kabyle comporte deux grands ensembles : (**Durand Delga (1955) et Bouillin (1977)**) :

#### a) *Un ensemble inférieur*

Cet ensemble est essentiellement gneissique. Il est constitué de Paragneiss, d'Orthogneiss et de Gneiss fin ou cœillés de leptynite et des micaschistes à grenats.

Il admet par endroit de puissantes intercalations de Marbres et d'Amphibolites.

#### b) *Un ensemble supérieur*

C'est un ensemble décrit pour la première fois par « **Herman 1928** » dans la partie occidentale de la petite kabyle et ensuite par **Durand Dalga (1955)**, il comporte de bas en haut :

- ✓ Des Schistes noirâtres qui surmontent, parfois, des Conglomérats remaniant les formations sous-jacentes ;
- ✓ Des Psamites rouges et vertes à Graptolites ;
- ✓ Des Grés et Calcaires à Orthocères ;
- ✓ des phyllades (sericitoschistes, chloritoschistes) du cambro-ordovicien.

### II.1.2. Les formations de l'Oligo-Miocène et les Olistostromes

#### a. *L'Oligo-Miocène kabyle*

C'est une série sédimentaire correspondant à la couverture stratigraphique transgressive initiale du Socle kabyle (**Raoult 1974 – 1975**). Elle est constituée par :

- un Conglomérat à la base reposant en discordance sur le Socle kabyle ;

- Des Grès Micacés à débris provenant du socle ;
- Des Silexites au sommet.

### ***b. Les Olistostromes***

Les Olistostromes sont des formations tectono-sédimentaires à débris de Flyschs Maurétanien et Massilien, numidiens reposant sur les formations de l'Oligo-Miocène kabyle et noyés dans la molasse marneuse.

Ces formations ont été décrites pour la première fois par **Durand Delga (1955)** au sud du massif du Chenoua (région d'Alger), puis par **Raoult et Bouillin (1971)** en Petite kabylie.

L'âge de ces formations est supposé Aquitanien à Burdigalien inférieur probable. (**Bouillin et Raoult, 1971 ; Bouillin et al, 1973 et Bouillin 1979**). à aquitano-serravalien pour **Djellit (1987)**.

### **II.1.3. Les formations de type flysch**

Elles sont datées depuis le Crétacé inférieur jusqu'à l'Eocène et sont constituées de matériel détritique provenant du domaine interne. Les principales séries de type flysch sont classiquement subdivisée en :

- ✓ flysch maurétanien (**Gélard, 1969**) et sa couverture grés-micacée (**Bouillin 1979**) ;
- ✓ flysch massilien (**Raoult, 1969**) ;
- ✓ flysch numidien. (**Ficheur, 1890**).

#### ***a) Le flysch maurétanien***

Comportant des séries variées (calcaires, pélites, microbrèches calcaires, conglomérats et argile) d'âge néocomien à albien gréseux supérieur, il forme la nappe de Gerrouch (Jijel)

Les flysch maurétaniens sont charriés sur les flyschs massilien au sud de Texenna.

**b) *Le flysch massylien***

Comportent de bas en haut :

- un Crétacé inférieur argilo-quartzeux ;
- Un Cénomaniens avec des niveaux de phtanite noir ;
- Un Crétacé supérieur micro bréchiqque à débris de calcaire et des marnes.

Ces flyschs sont charriés sur les unités telliennes.

**c) *Le flysch numidien***

Le terme (numidien) a été créé par E.Ficheur (1890) pour désigner une puissante formation gréseuses de l'Algérie littorale, cette série, caractéristique de la (Numidie) zone littorale d'Algérie, a vu sa signification varier au cours de temps aujourd'hui cette appellation est réservée à une formation rencontrée, depuis l'Andalousie à l'Ouest jusqu'en Calabre à l'est, et comprenant, de bas en haut :

- ✓ des argiles dites (sous-numidiennes), de teinte verte, rouge ou violacée, à rares bancs gréseux et contenant des corps ferrugineux cylindriques, les Tubotomaculum, elles ont été datées de l'oligocène moyen –supérieur (**Magné et Raymond, 1972 ; Glaçon et Rouvier, 1967**) ;
- ✓ Des grès (numidiens), épais de plusieurs centaines à plusieurs milliers de mètres en bancs épais, de teinte jaunâtre à blanchâtre caractérisés par des quartzs roulés et d'une assez forte granulométrie, avec parfois des (dragées) (élément de 0,5 à 2 ou 3 cm) ;

Grace aux découvertes de microfaunes pélagiques et de nannoplancton (**Lahondère et al. 1979**), ces grès sont pour l'essentiel d'âge aquitainien à burdigalien inférieur.

- ✓ Des argilites et marnes claires, à silexites, dites (supra numidiennes). l'âge du sommet de cette série est daté du burdigalien en Kroumirie (**Glaçon et Rouvier, 1967**) ou de l'aquitainien –burdigalien inférieur dans la chaîne numidique (**Raoult, 1974**) ou en Grande Kabylie (**Magné et Raymond, 1972**).

#### II.1.4. Les formations telliennes

Le domaine tellien correspond aux zones situées sur la paléomarge africaine, à l'aval des zones internes qui le chevauchent, Il est lui-même charrié sur un para-autochtone représenté par les calcaires mésozoïques des massifs Bibaniques (**Djellit, 1987**).

Du point de vue structural il est constitué par un empilement de trois grandes nappes, qui sont du Nord vers le Sud :

- a) *Les nappes épi-telliennes* : Elles sont constituées de terrains marneux allant de l'Albien au Lutétien supérieur ;
- b) *Les nappes méso-telliennes* : Qui montrent un dispositif de cinq écailles, formées de sédiments allant du Sénonien au Miocène (**Mattauer, 1958**) ;
- c) *Les nappes infra-telliennes* : Ces nappes sont les unités les plus basses structurellement. Elles sont caractérisées par une structure chaotique : le Trias gypsifère, le Jurassique, le Crétacé, et le Nummulitique ont glissé sur les sédiments, en cours de dépôts du Miocène inférieur, et ont été remis en mouvement avec celui-ci, ces glissements ont commencés dès l'Eocène supérieur et se sont poursuivis au cours de l'Oligocène et surtout au Burdigalien (**Djellit, 1987**).

#### II.1.5. Aspect structural de la partie occidentale de la Petite Kabylie

La structuration géologique du massif de la Petite Kabylie est le résultat de plusieurs phases tectoniques:

##### II.1.5.1. Tectonique anté-Oligocène

La tectonique anté-Oligocène est particulièrement caractérisée par de grands accidents cassants d'ampleur régionale et de direction variée (NS, EW, NE-SW et NW-SE).

Cette tectonique cassante semble être à l'origine de la structuration du massif de Petite Kabylie en horst et grabens.

Par ailleurs, ces grands accidents tectoniques cassants (accidents du socle) semblent avoir guidé la mise en place des roches magmatiques (**Bouillin. J.P ; 1977**).

### II.1.5.2. Tectonique Miocène

La tectonique Miocène semble être responsable de la structuration géologique actuelle du massif de la petite Kabylie. Cette tectonique s'est manifestée par des plissements, des charriages et une reprise des jeux des failles qui ont surtout rejouées en faille décrochantes (NW-SE dextre et NE-SW senestre).

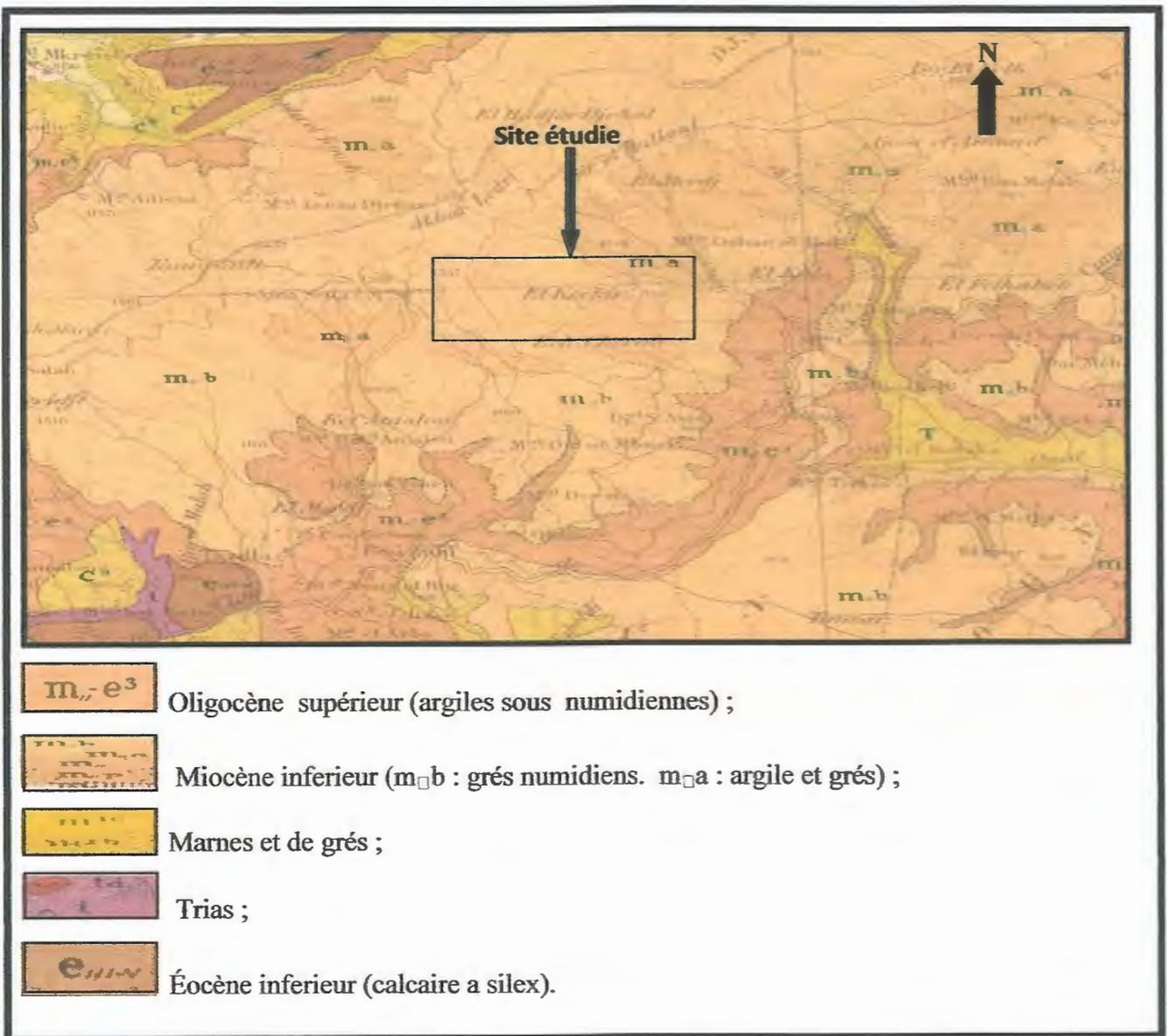
Par ailleurs, ces rejeux de failles semblent avoir joué un rôle important dans la mise en place des roches magmatiques miocènes, et dans la remontée diapirique du Trias.

Au néogène, la tectonique est marquée par le retrait de la mer de la plus grande partie des terres émergées, les invasions marines ne vont atteindre que des aires limitées, notamment les dépressions côtières (bassin de Jijel) ou vont se déposer les marnes bleues du miocène terminal, les zones montagneuses immergés ont subi une intense érosion et modelage qui leur en donnée l'aspect actuelle.

Le Pliocène et le Miocène, sont affecté tardivement par les failles de direction NE-SW (cuvette de Béni-Siar) ou ENE-WSW dans la région de RekkadaMetletine (Djellit.H ,1987).

## II.2. Géologie locale

Les données géologiques de base ont été obtenues par des observations visuelles, coupes et carottages réalisés sur le site, et à partir de la carte géologique de Tamesguida, le terrain est caractérisé par des formations de flysch numidien.



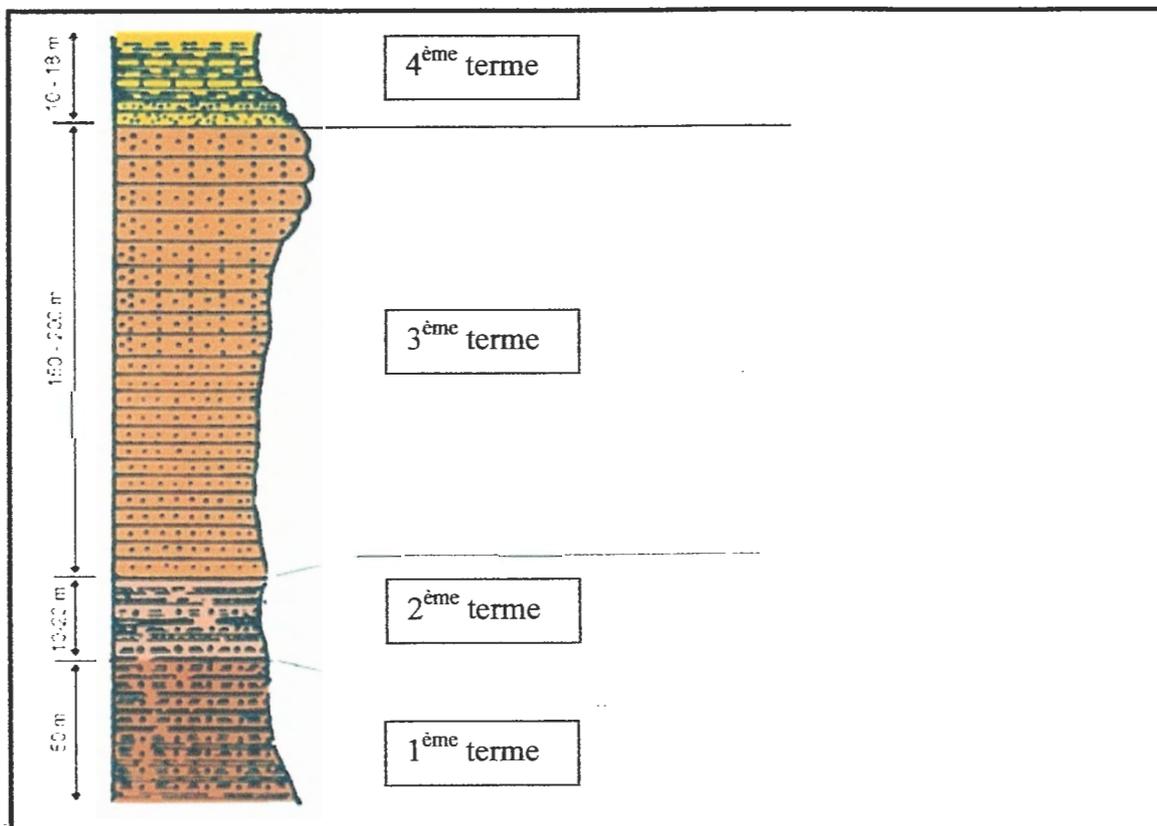
**Figure II.2 :** Carte géologique de site étudié (extrait de la carte géologique Tamescuida au Échelle 1/50000 (d'après Bétier, 1946).

### II.2.1. Le flysch numidien :

Le flysch numidien occupe la position la plus haute dans l'édifice structural de la région, il est constitué de quatre termes lithologiques comprenant de bas en haut:

- **Le 1<sup>ème</sup> terme :** est présenté par des argiles aux teintes variées vertes, rouges, jaunes et grises à intercalations calcaro-griseuses.
- **Le 2<sup>ème</sup> terme :** donne un pré flysch constitué d'une alternance de bancs gréseux décimétriques fins, légèrement quartzitiques par endroits et des argiles verdâtres légèrement schisteuses.

- **Le 3<sup>ème</sup> terme:** est l'ensemble gréseux en bancs épais (2-3cm) a faciès composé essentiellement de grés de teinte jaune-blanc a grains grossiers de quartz roulé.
- **Le 4<sup>ème</sup> terme :** donne les bancs de calcaires gréseux associés a des marnes calcaires.



**Figure II.3:** Colonne lithologique synthétique du flysch numidien (d'après Djellit, 1987)

Le viaduc est situé sur une partie de territoire occupé en générale par les formations de flysch numidien.

La culée de côté Jijel (Nord Est) implanter sur le 3<sup>ème</sup> terme sur colonne lithologique de flysch qui présente par alternance de grés métrique et des argiles.

La culée de côté Sétif (Sud West) implanter sur le 1<sup>ème</sup> terme sur colonne lithologique de flysch qui convient des argiles sous numidien et par fois de trace de grés.

Dans la partie centrale, le pré flysch du 2<sup>ème</sup> terme sur colonne lithologique qui donne alternance des argiles varie couleur et de marne à intercalations gréseuses décimétrique, soit en niveau continus, soit lenticulaires et a figure de bas (flu tcast, figure de charge etc.).

Alternance entre des bancs décimétriques à métrique composé essentiellement de grés fracturée de teinte jaune-blanc (rouille a l'altération), à grains grossiers de quartz roulé, et des argiles de couleur grises (Photos II.1)



**Photos II.1:** Les formations du flysch numidien (Avril 2014).

L'assise gréseuse dans le site est représentée par des bancs de grés blancs à jaunâtres souvent fracturés avec des dragées de quartz mm à cm bien roulés (Photos II.2 )



**Photos II.2 :** Les bancs de grés (Avril 2014).

Les argiles sous numidiennes sont effritées et tectoniquement semi à gravement déformées avec des traces des grès (Photos II. 3)



**Photos II. 3 :** Les argiles sous numidiennes (Avril 2014).

### II.2.2. Formations de quaternaire

Le quaternaire est représenté généralement par les éboulis de pentes et les alluvions  
Les éboulis de pente sont composés des blocs grès de taille différente (Photos II.4).



**Photos II.4 :** Eboulis des pentes (Avril 2014).

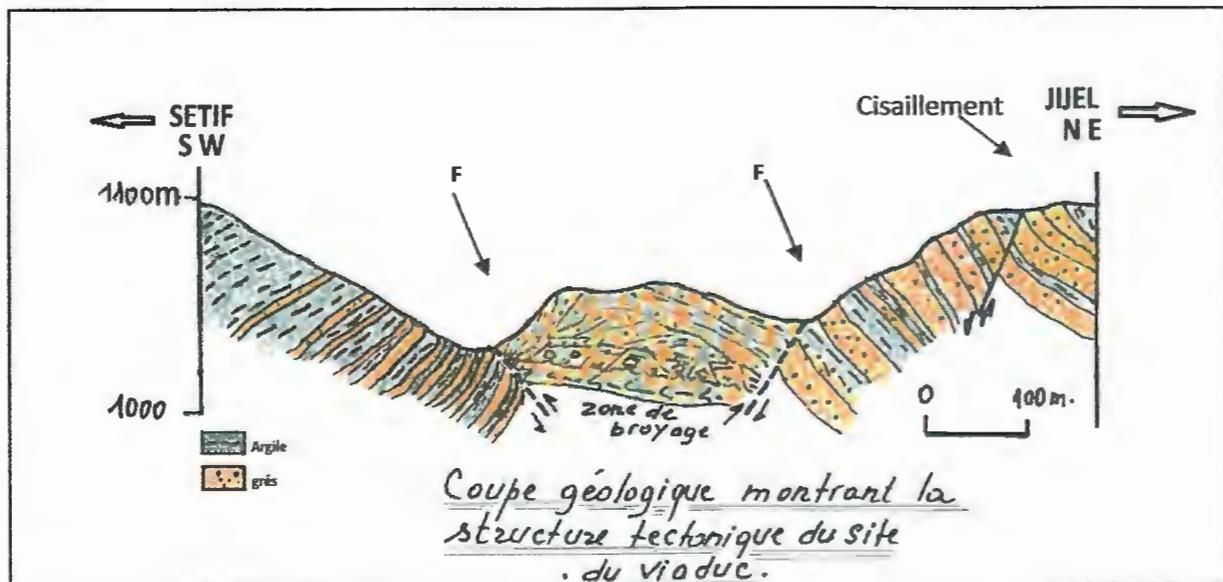
Les alluvions dans le site sont représentées par :

Les dépôts alluvionnaires actuels constitués d'éboulis et de brèches consolidées dont la taille des éléments peut atteindre 1m de diamètre (Photos II.5)



**Photos II.5 :** Formations alluvionnaires (Avril 2014).

Les observations de terrain et quelque mesure de direction et de pendage nous ont permis de tracer une coupe géologique synthétique de la région de site étudiée.



**Figure II.4 :** Coupe géologique montrant la structure tectonique du site du viaduc

**Conclusion**

Les reconnaissances géologiques effectuées sur les lieux de l'ouvrage projeté ont révélés terrain constitué en majorité par :

- Des alternances de grés gris beige fissuré et fragmenté avec des argiles sablo-graveleuses brunes à jaunâtres rouillées et indurées parfois avec du sable fin lâche, et des argiles grises bleuâtres à grisâtres sombres et par fois d'aspect schisteux ;
- D'autre part, par des argiles sableuses bariolées suivi par des argiles compactes grisâtres renfermant des passages de grés (alternances des grés jaunâtres fracturés avec des argiles grisâtres d'une constance raide à dur par endroit).

***Chapitre III :***  
***Etude Géophysique***

### III.1. Introduction

La reconnaissance géophysique, ou prospection géophysique, met en œuvre un ensemble de méthodes indirectes où l'on cherche, à partir d'une ou plusieurs propriétés physiques à déterminer la structure du milieu souterrain de manière non destructive (non-invasive), et avec un échantillonnage spatial suffisamment dense pour que les variations latérales et verticales, en soient décrites aussi complètement que le permettent la propriété et la méthode de mesure utilisées, la résolution, c'est à dire le degré de finesse avec lequel le sous-sol va être décrit, est en effet variable selon la propriété choisie et la méthode utilisée.

Certaines méthodes de grand rendement et capables de déterminer les grands traits de la structure géologique, sismique réfraction et méthodes électriques, en particulier seront mises en œuvre dès les premiers stades de l'étude du projet (faisabilité géotechnique).

### III.2. Les Méthodes utilisées

#### III.2.1. prospection sismique

Le sismique est une méthode de prospection qui permet de visualiser les structures géologiques en profondeur grâce à l'analyse des échos d'ondes sismiques, il ne faut pas la confondre avec la sismologie, qui est l'étude des ondes sismiques et des séismes pour eux-mêmes.

La sismique, dont le principe consiste à différencier les formations sur la base de la vitesse de propagation des ondes qui les traversent, et le tableau suivant représentent la vitesse des ondes pour quelque terrain.

**Tableau III.1 : Vitesses sismiques pour quelques terrains. ( Magnin, 2007)**

Nature des terrains	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Eboulis, terre végétale	300-700	100-300
Sable humide	1500-4000	400-1200
argile	1100-2500	200-800
marne	2000-3000	750-1500
grès	3000-4500	1200-2800
calcaire	3500-6000	2000-3300
eau	1450-1500	/

#### III.2.1.1. Sismique réfraction

La sismique réfraction est une méthode permettant de repérer la disposition des structures géologiques dans le sous-sol, on provoque un ébranlement qui donne naissance à des ondes sismiques que l'on détecte à leur retour à la surface du sol.

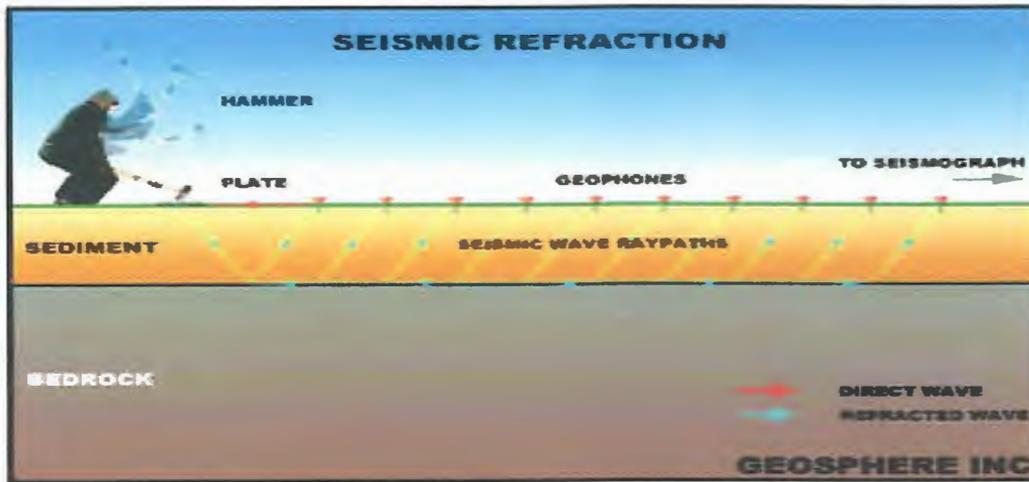


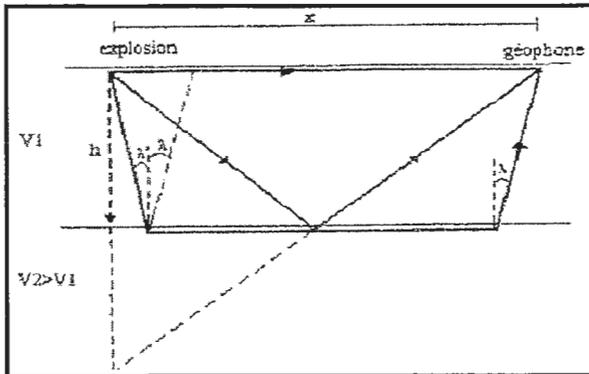
Figure III.1: Sismique réfraction. ( Magnin, 2007)

Le principe de ces appareils et le suivant :

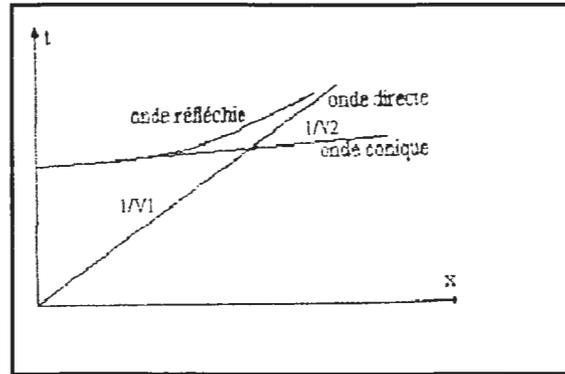
- Un ébranlement produit à la surface du sol étudié supposé stratifié, se propage dans différentes directions, certains ondes suivent la couche supérieure avec une vitesse  $V_1$ , certains autres se réfléchissent sur la surface de la couche 2 et restent dans la couche 1, et autres ondes se réfractant dans la couche 2, se propagent dans cette couche et peuvent se manifester de nouveau dans la couche 1 ;
- Un capteur du type géophone, c'est à dire avec une bobine mobile, reçoit successivement toute une série de trains d'ondes, lorsque le capteur est près de l'émetteur, la première couche est la plus rapidement parcourue, lorsque on éloigne le capteur de la source si une couche inférieure existe dans laquelle la vitesse de propagation est nettement plus élevée, les ondes qui se propagent dans cette deuxième couche, peuvent arriver avant celles de la première couche quoique le trajet parcouru soit plus long .
- ✓ lorsqu' on exécute des essais en éloignant le capteur de l'émetteur, la durée de propagation croît linéairement avec la distance et la pente de cette droite donne la vitesse de propagation des ondes ;
- ✓ l'ébranlement est donné par un marteau qui frappe sur une plaque métallique et déclenche un contact électrique donnant l'instant du départ de l'ébranlement, le géophone peut être doublé d'un oscilloscope qui renseigne sur un front d'ondes et les diverses ondes qui le suivent, un compteur électronique donne le temps de parcours.

Le figure.III.3 donne un schéma simplifié de la propagation des ondes dans une bicouche, dans le cas générale l'onde se propage plus rapidement dans le milieu N°2 que dans le milieu

N°1, on peut en plaçant le capteur à différentes distances de la source, tracer les diagrammes (fig.III.4) du temps de propagation en fonction de l'éloignement et déterminer ainsi les vitesses  $V_1$  et  $V_2$  de propagation des ondes dans chaque milieu.



**Figure III.2 :** La propagation des ondes dans une bicouche.



**figure III.3:** Les hodochrones milieu à une couche d'épaisseur constante.

- pour un certain éloignement  $X_1$  les deux ondes arriveront en même temps et l'on aura ainsi l'épaisseur de la deuxième couche :

$$H_1 = \frac{X_1}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_1 + V_2}}$$

- Pour trois terrains horizontaux par exemple les épaisseurs sont données par les formules suivantes :

$$H_1 = \frac{X_2}{2} \sqrt{\frac{V_3 - V_2}{V_3 + V_2}} + 0.85H_1; \quad H_3 = \infty.$$

Les vitesses de propagation demandent évidemment à être manipulés par des spécialistes, et l'interprétation des résultats est toujours assez délicate, en effet certaines discontinuités brutales dans les courbes tracées peuvent résulter de variations brusques de l'épaisseur des couches, des proches plus molles à certaines profondeurs peuvent donner des points aberrants, des variations continues d'épaisseur modifient les distances parcourues et faussent les vitesses calculées.

### III.2.1.2. Application de la méthode au Génie Civil

Cette méthode est très utilisée pour rechercher le « bed-rock », substrat solide sous des Couches peu compactes, elle permet aussi de détecter le toit de la nappe aquifère, sa mise en œuvre la plus courante se fait par de longs profils où les séries de points de mesure de 12 ou 24 géophones sont encadrées par des points de tir.

### III.2.2. Tomographie

L'imagerie a pour objectif la connaissance du milieu interne d'un objet par des méthodes non invasives, afin de délimiter des structures à l'intérieur de cet objet et d'observer éventuellement leurs variations temporelles, ces structures sont caractérisées à partir de l'étude de la répartition des propriétés physiques de l'objet comme la conductivité électrique, la contrainte, la déformation, la teneur en eau, la porosité, la masse volumique qui ont une influence plus ou moins directe sur des variables mesurables comme l'intensité du courant électrique, la vitesse de propagation et l'atténuation d'une onde élastique ou électromagnétique, la variation du champ de pesanteur.

En géophysique, il existe plusieurs méthodes de tomographie, développées à partir de l'étude d'ondes se propageant dans le milieu ou de champs de potentiel, visant à reconstruire la distribution spatiale des différents paramètres physiques du milieu afin de détecter d'éventuelles interfaces, quelques méthodes utilisées classiquement en tomographie géophysique sont ici comparées en fonction de leur résolution et de leur profondeur de pénétration, il est possible d'appliquer ces différentes techniques à l'étude d'un même objet pour apporter des informations complémentaires, celles-ci peuvent alors être prises en compte simultanément pour affiner et mieux contraindre la reconstruction tomographique de cet objet.

La reconstruction tomographique est appliquée dans de nombreux domaines de la géophysique dont certains sont présentés ici à titre d'exemples, cette reconstruction est basée sur la résolution d'un problème inverse défini ensuite, parallèlement au problème direct grâce auquel il est possible de prédire les valeurs mesurées, l'inversion de données mesurées n'est pas sans complexité, les précautions à prendre afin d'améliorer la robustesse de l'inversion sont ensuite discutées, enfin, l'apport de l'inversion conjointe de différents types de données permet de préciser la localisation d'interfaces. (Lesparre, 2011)

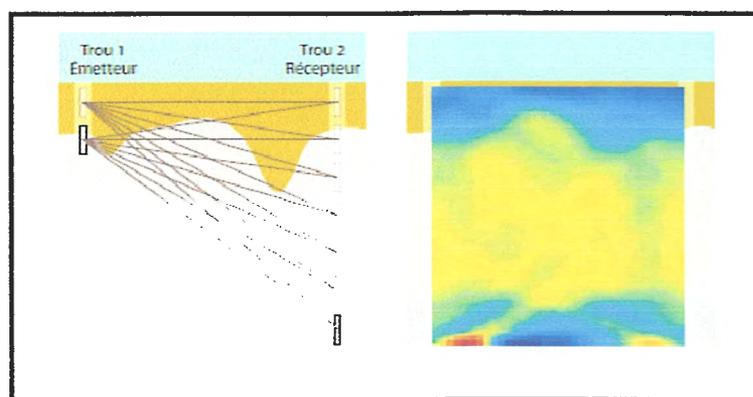
#### III.2.2.1. Objectifs de la tomographie en géophysique

En géophysique, la tomographie est appliquée à des milieux dont la connaissance de la structure interne sert des objectifs variés, pour les différents domaines d'application, le milieu étudié présente des hétérogénéités dont on cherche à connaître la répartition, en fonction des propriétés du milieu et des hétérogénéités recherchées les techniques utilisées peuvent différer de manière à accéder aux informations les plus pertinentes par rapport à l'objectif visé, ainsi, on retrouve l'application de la tomographie dans les domaines suivants :

- ✓ En exploration minière, elle permet par des méthodes non invasives de localiser et de quantifier les dimensions des champs d'exploitations ;
- ✓ Lors de la recherche d'aquifères, elle offre la possibilité de localiser les zones de ressources en eau potable ;
- ✓ Le suivi de l'évolution de régions polluées peut être réalisé par tomographie lorsque l'on veut délimiter la zone d'impact et quantifier la gravité du phénomène ;
- ✓ Dans le génie civil, elle permet de déterminer la qualité du sol lieu de construction, de retrouver des conduits, de suivre l'évolution des voies et d'ouvrages d'art (ponts, barrages...);
- ✓ Elle permet d'identifier la présence d'objets témoins en archéologie, de retrouver les traces de bâtiments ou de percer les énigmes architecturales.

### III.2.2.2 Tomographie sismique

Les mesures de tomographie sismique s'effectuent entre deux forages (fig.III.5), entre surface et forage ou en surface, on place alors une série de points de tir entre les géophones et non pas 2 aux extrémités du profil comme en réfraction simple, entre forage, une série de sources est déployée dans l'un des forages, une série de récepteurs dans l'autre (on peut aussi n'utiliser qu'une source que l'on déplace), le temps mis par l'onde directe pour atteindre les différents récepteurs permet de restituer les variations de vitesse et donc les hétérogénéités qui existent entre les deux forages, on peut aussi prendre en compte les variations d'amplitude entre les différents récepteurs.



**Figure III. 4:** Tomographie sismique s'effectuent entre deux forages (Lesparre, 2011)

Cette méthode lourde, est de plus en plus utilisée, après les autres méthodes géophysiques, en cas de forte présomption de présence de cavités, elle permet de les définir avec un degré de finesse utilisable à l'échelle de l'ouvrage.

### III.2.3. La prospection électrique

La méthode consiste à faire passer un courant électrique dans le terrain au moyen de deux électrodes enfoncées dans le sol, au moyen de deux autres électrodes, on mesure différence de potentiel produite par le passage du courant.

- On appelle dispositif la configuration géométrique des électrodes, les plus utilisées sont les dispositifs symétriques (fig.III.6).

Une formule simple permet le calculer de la « résistivité apparente » du terrain.

$$\text{Résistivité Apparente : } \rho_a = \frac{2\pi.L\Delta V.}{I}$$

$\Delta V$  : la différence de potentiel (volts) ;

$I$  : intensité électrique (Ampères).

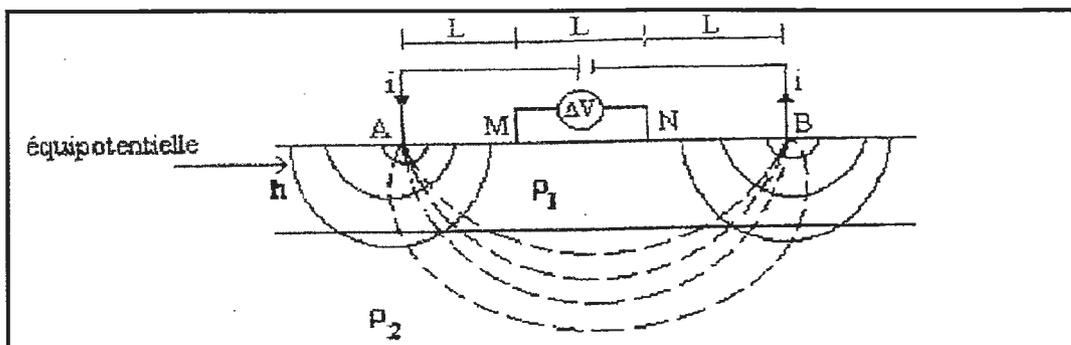
Elle est exprimée en (Ohm mètre) et caractérise les paramètres électriques du terrain concerné.

Le tableau ci-dessous donne des valeurs typiques de résistivités.

**Tableau III.2:** Les valeurs typiques de résistivités, Nature des terrains (Chapellier, 2000)

Nature des terrains	Résistivité ohms.m
Argiles et marnes	4-30
Schistes	40-250
Craie	100-300
Calcaires	100-5000
Grés	500-10000
Sables et graviers	30-10000

Une remarque importante s'impose, certaines roches, liés différentes du point de vue géotechnique, peuvent présenter des résistivités identiques, c'est le cas, par exemple, des sables meubles et de certains grés marneux, il faudra alors avoir recours à des informations supplémentaires tirées de la géologie, de la sismique ou des forages.



**Figure III.5 :** Schéma de prospection électrique.

### III.2.3.1. La tomographie électrique

La tomographie électrique est une amélioration du traîné électrique classique : on superpose sur un même profil des informations mesurées à partir de dispositif de longueur différentes, les études d'imagerie électrique sont maintenant largement utilisées pour modéliser les coupes géologiques, où le sondage électrique vertical n'est plus adapté, une acquisition 2D, mettant en évidence les variations latérales et verticales des résistivités en fonction de la profondeur, utilise un grand nombre d'électrodes connectés à un câble multiconducteurs et alignés selon un profil prédéfini, et la figure III.7 se représentée les deux dispositifs de Wenner *a*, et le dispositif de Schlumberger *b*.

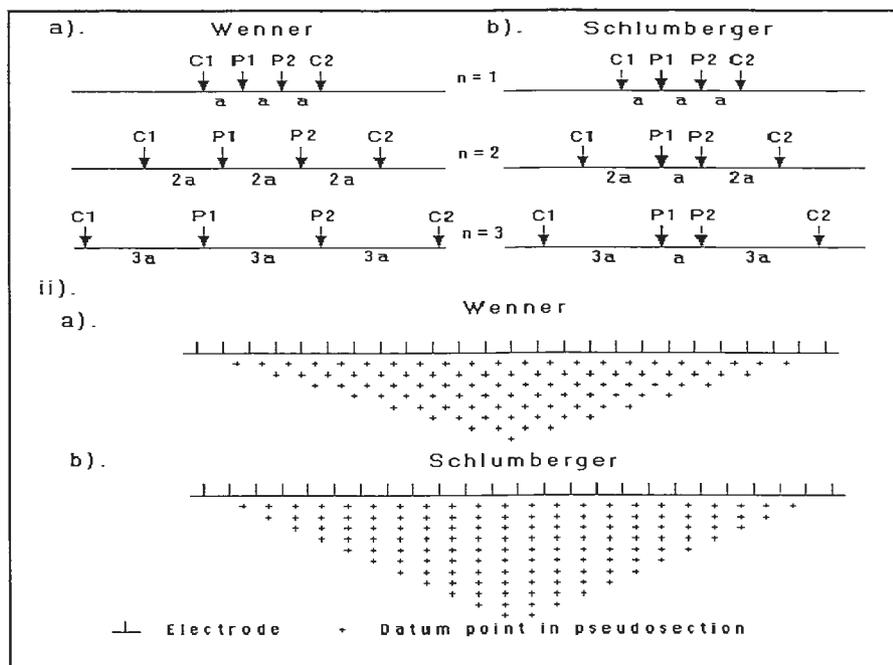


Figure III.6 :a) le dispositif de Wenner et b) le dispositif de Schlumberger.

### III.2.3.2. La méthode de traînée électrique

La méthode de la traînée électrique a été utilisée pour délimiter les zones d'anomalies correspondantes à la présence de failles ou de fractures, les traînées électriques de résistivité apparente rendent en effet bien compte de la variabilité horizontale des propriétés du sous-sol, elles servent à suivre la continuité latérale des couches en une position donnée, et permettent de confirmer la présence ou l'absence de ces anomalies.

La méthode électrique est basée sur la mesure en surface de l'intensité, et de la différence de potentiel existant entre les différentes électrodes du dispositif de mesure, le rapport de ces deux paramètres permet de calculer la résistivité électrique

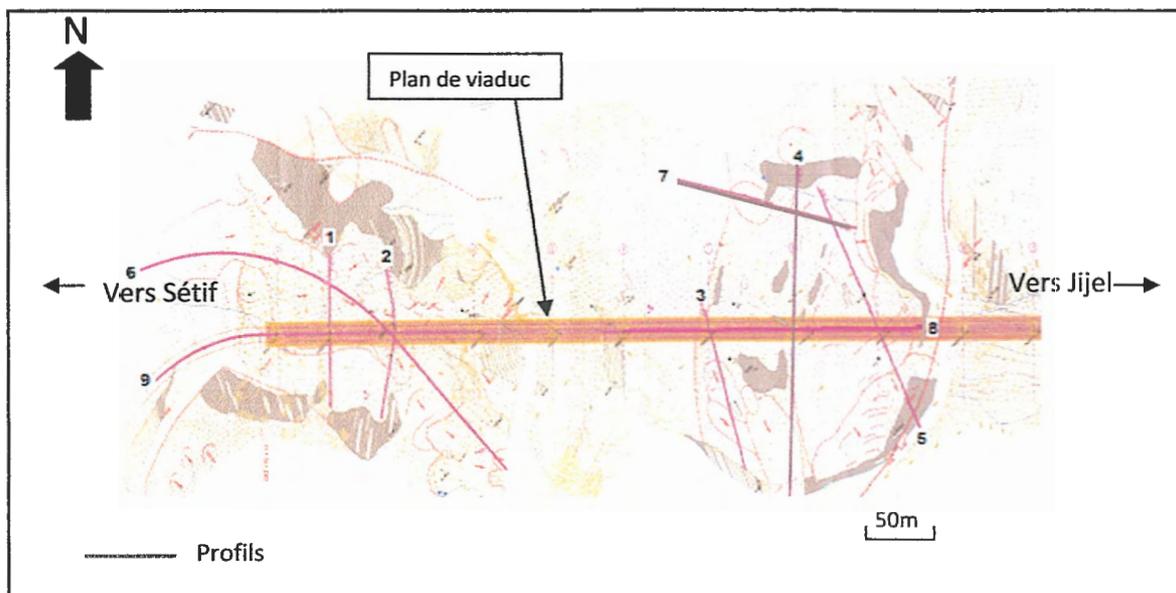
des terrains sous-jacents, les traînées électriques permettent d'obtenir des profils et des cartes de résistivités apparentes.

La méthode consiste à mesurer, en divers points de la surface à prospector, la résistivité apparente d'une tranche de terrain dont l'épaisseur est fonction de l'écartement des électrodes A B d'envoi de courant et de la résistivité du sol, les résultats sont traduits sous forme de cartes en courbes de résistivité, permettant à partir de bons étalonnages d'effectuer une interprétation qualitative, sorte « d'écorché géologique » qui peut mettre en évidence les zones rocheuses saines à forte résistivité, les zones altérées et polluées par de l'argile à faible résistivité, les accidents tectoniques importants se traduisant par des anomalies négatives des résistivités.

### III.3.Mise en œuvres des profils géophysiques sur le site

Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Filiale Est *Unité de Skikda* a entrepris une étude d'investigation géophysiques de neufs profils d'une longueur totale de 1510 m sur le site d'Oued Menard commune Ain Sebt; wilaya de Sétif; destiné pour le projet d'un viaduc.

La reconnaissance du sol à l'aplomb des profils a été effectuée par la procédure de deux méthodes combinées; respectivement la sismique réfraction et l'électrique pour une résolution plus fiable.



**Figure III.7:** Plan d'implantation des profils du site étudié. . (Chibani, 2012)

Dans le cadre de cette reconnaissance géophysique ; les méthodes a été mise en évidence sur les neufs profils deux méthodes d'investigation ont été combinées (sismique de réfraction et la méthode électrique).

Devant le complexité géologique du site d'étude, l'hétérogénéité du sol et les bruits constatés, la méthode électrique a été utilisé dans la plus part des profils pour sa fiabilité dans les sols meubles très conducteur faisant partie d'un relief très accidenté afin d'obtenir une tomographie qui reflète une lithologie du sol; pour une résolution escomptée.

Les neufs profils réalisée en à fait de même manière comme se représenté sur l'exemple suivante.

### III.3.1.Exemple d'interprétation de profil 2

Les deux méthodes d'investigation ont été combinées et mises en évidence sur le profil GP2 de sens d'investigation (P2-P2') de 82m de la longueur, par 30m de profondeur sur la méthode électrique et 20m sur la méthode de sismique.

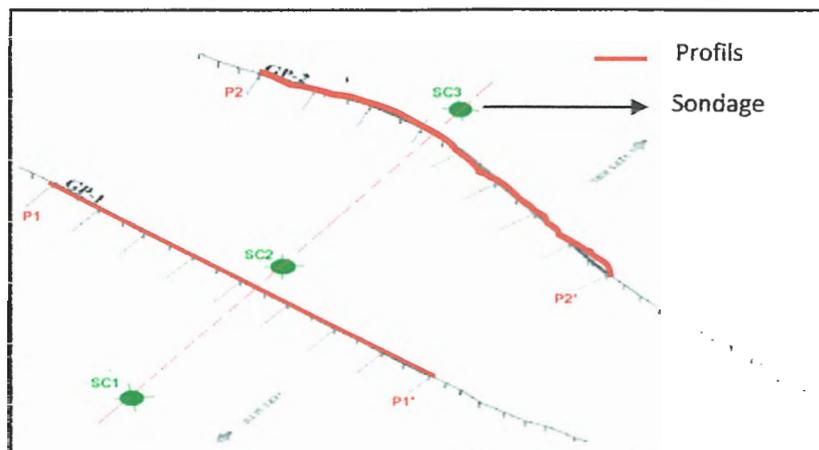


Figure III.8: Plans d'implantation des profils GP1 et GP2

#### III.3.1.1. Investigation Électrique

Dans ce contexte de mesure, un panneau composé de 15 plans de profils de traînés électriques espacés de 2 mètres en profondeur, ont été réalisées le long du profil (P2-P2') de 41 stations équidistantes de 2 mètres, à l'aide d'un dispositif Wenner.

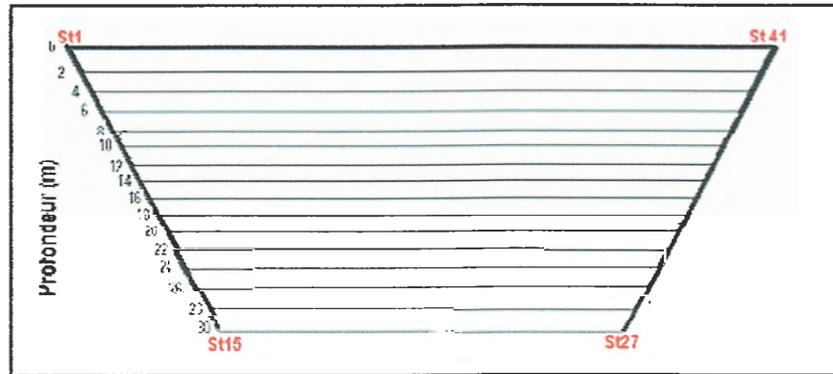


Figure III.9: Pseudo-section du profil électrique. (Chibani, 2012)

### III.3.1.2. Interprétation des traînés électriques

Les résultats obtenus, ont conduit à dresser un pseudo section et à interpréter les traînés électriques multi-profondeur qui le montre les plans (fig.III.10).

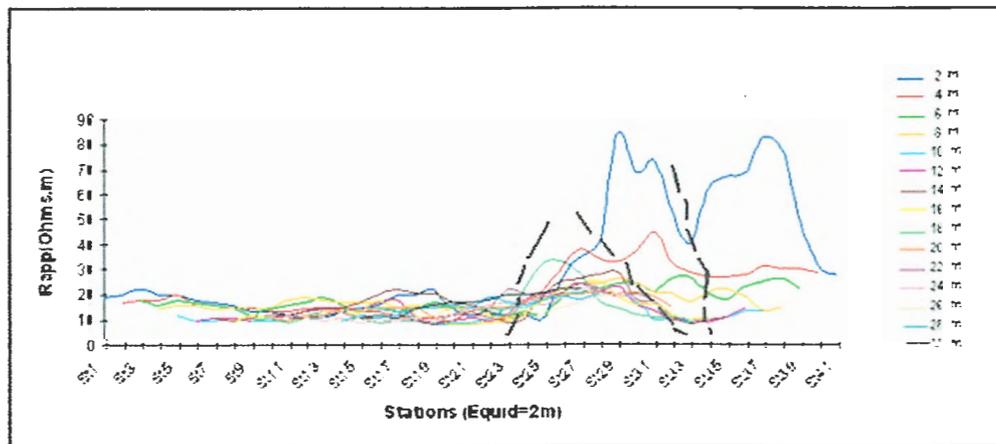


Figure III.10: Profil de traînés électriques multi-profondeur. (Chibani, 2012)

### III.3.1.3. Analyse du panneau de traînés électriques

La figure III.9 ci-dessus, illustre l'ensemble des plans investigués.

D'après les déflexions des courbes, il semble que le sous sol est composé comme suit:

De 0 à 2 m de profondeur, une présence de formations compactes du côté Est (P2') du profil de la station St29 à 34 et S35 à 40, qu'on attribue aux formations aux grés fracturés.

Par ailleurs de la St 1 à 33, on constate des résistivités apparentes faibles à moyennes, qu'on attribue probablement aux argiles dures à friables et humides avec des passages de blocs de grés.

Au-delà de 2 à 30 mètres de profondeurs fictives, les valeurs de résistivités sont de l'ordre de 8 à 40 ohms mètres, qu'on attribue aux formations conductrices constituées

probablement de argiles dures à friables avec des passages de blocs de grés et aquifères par endroits suivants les valeurs obtenues.

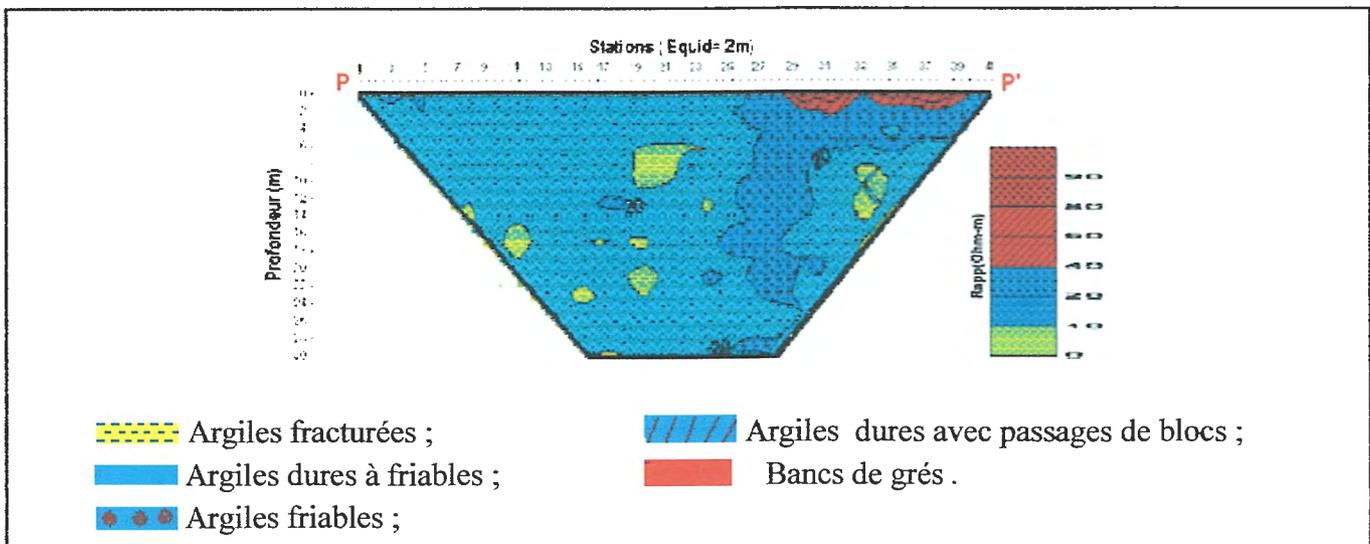
**Tableau III.3:** L'interprétation de trainés électrique à multi-profondeur.

Profondeur en(m)	résistivité (ohm)	Nature de sol
0-4	20-80	Bancs de grés fracturé a sain
4-16	10-40	Argiles friable a compacte avec présence Des bancs de grés centimétriques à métrique
16-30	10-25	Des argiles compactes

### III.3.1.4. Tomographie électrique

La figure III.11 ci-dessous, présente le profil GP2 de tomographie électrique établi à partir des résistivités apparentes de l'ensemble des plans investigués.

Le pseudo section montre une présence de formations meubles conductrices avec quelques passages aquifères et rocheux.



**Figure III.11:** Profil tomo.electr. de résistivités apparentes. (Chibani, 2012)

### III.3.1.5. Interprétation du profil de tomographie électrique

La méthode d'inversion des résultats, a permis de dresser un profil de tomographie électrique et d'obtenir les valeurs absolues des résistivités et des épaisseurs des couches composantes à l'aplomb du profil GP2 comme l'indique la figure III.11 à savoir:

- Argiles fracturées aquifères de résistivités de 2 à 9 ohms – mètres ;
- Argiles dures à friables humides de résistivités de 10 à 20 ohms – mètres ;
- Argiles friables et humides avec passages de blocs de grés 21 à 30 ohms – mètres ;

- Argiles dures avec passages de blocs de 31 à 49 ohms – mètres ;
- Bancs de grés fissurés à très fracturés de 50 à 160 ohms – mètres.

A partir de ceci, il semble que l'investigation électrique du profil GP2 jusqu'à une profondeur moyenne de 24 mètres, a permis de définir un sol complexe, constitué quasiment de argiles différenciées géo électriquement par des passages aquifères, de blocs de grés et de bancs discontinus de grés fissurés à très fracturés.

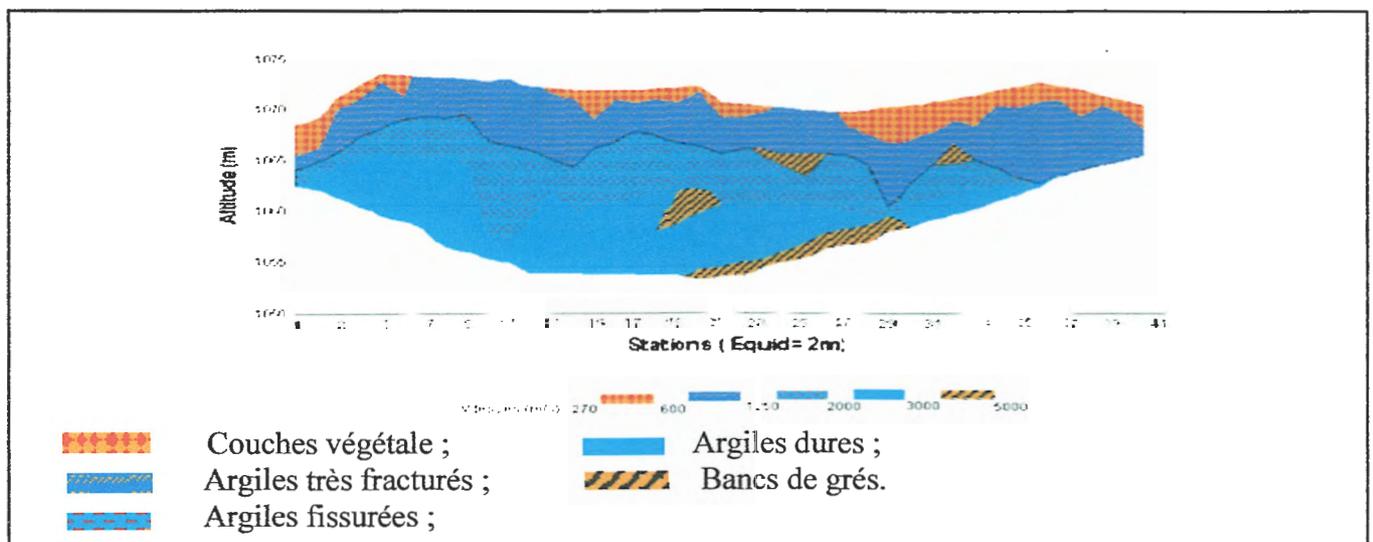
### III.3.2. Investigation Sismique de Réfraction

Dans ce contexte d'investigation; le profil de tomographie a été réalisé à l'aide de trainés sismique de réfraction a à multiples dispositifs; comme suit :

- ✓ 41 stations de profils en tir direct de 2 mètres; pas d'avancement 2 m.
- ✓ 21 stations de profils en tir direct de 10 mètres; pas d'avancement 4 m.
- ✓ 09 stations de profils en tir direct de 6 mètres; pas d'avancement 6 m.

#### III.3.2.1. Interprétation du profil de tomographie sismique

La méthode de sommation des résultats obtenus des trainés de profils sismiques, a permis de dresser un profil de tomographie sismique, qui définit les vitesses et les épaisseurs des couches composantes à l'aplomb du profil GP2 comme l'indique la figure suivante :



**Figure III.12:** Profil de tomographie sismique.(Chibani, 2012)

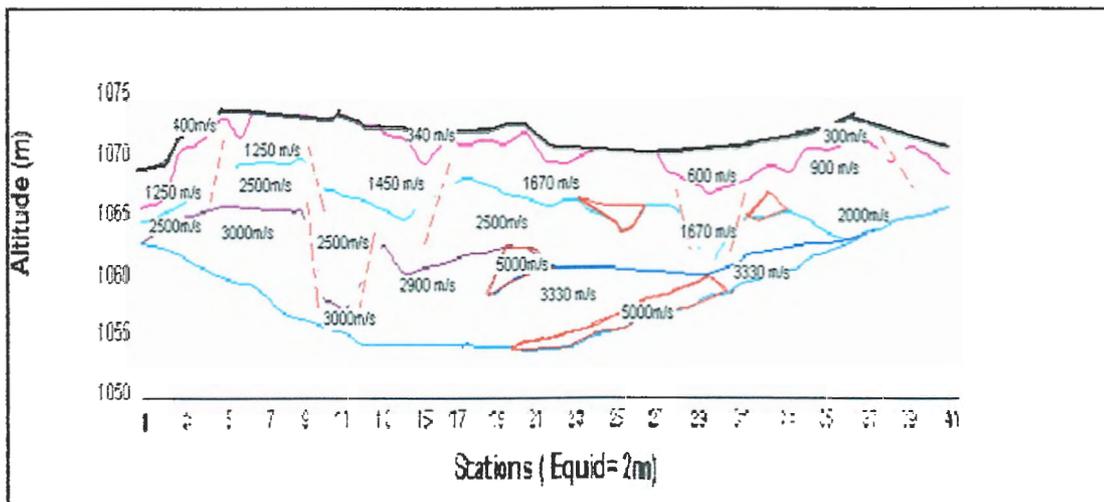
- Couches végétale caillouteuse de 270 à 600 m/s.
- Argiles très fracturés avec blocs de grés de 600 à 1250 m/s.
- Argiles fissurées avec présence d'eaux par endroits de 1250 à 2500 m/s.
- Argiles dures à friables de 2500 à 3300 m/s.
- Bancs de grés consolidés et fissurés de 3900 à 5000 m/s.

**Tableau III.4:** L'interprétation de tomographie sismique à multi-profondeur

Profondeur (m)	Vitesse des ondes (m/s)	Nature de sol
0-2	260-600	Terre végétale caillouteuse
2-7	700-1250	Argile friable avec des blocs de grès
7-15	2500-3000	Argiles dures à friables
15_17	3900-5000	Bancs de grès sain et fracturée

### III.3.2.2. Interprétation de la coupe géosismique

La figure III.13 ci-dessous, illustre une coupe géo sismique du profil GP2, qui montre un sol quasiment meuble et hétérogène avec une discontinuité de couches le long du profil, qui peut être interpréter d'une part de dépôts partiels ou des petites failles vu la forte déclivité du talus, dont on constate visuellement sur le terrain, des vallonements.



**Figure III.13:** Coupe Géo Sismique.(Chibani, 2012)

ce qui explique que le sol présente un mauvais contraste qui est du probablement à plusieurs facteurs à savoir:

- La composition lithologique (argiles avec quelques passages de grès fracturés) ;
- La tectonique d'un relief très accidenté; constitué quasiment d'affluents et de versants ;
- Les écoulements anarchiques et permanents des eaux.

### III.4. Corrélations des profils de tomographies électriques et géosismique

Les profils ont été dressés à partir des corrélations de profils de tomographies électriques présentés dans le rapport préliminaire suivant le plan d'implantation des profils. Les cartes montrent le comportement de la nature du sol par plan de surface pour différencier nettement les plages résistantes et conductrices présentés aux figures III.9 (a;b) et III.10 (a;b). Profondeur 0-2m (fig. III.14 a-b)

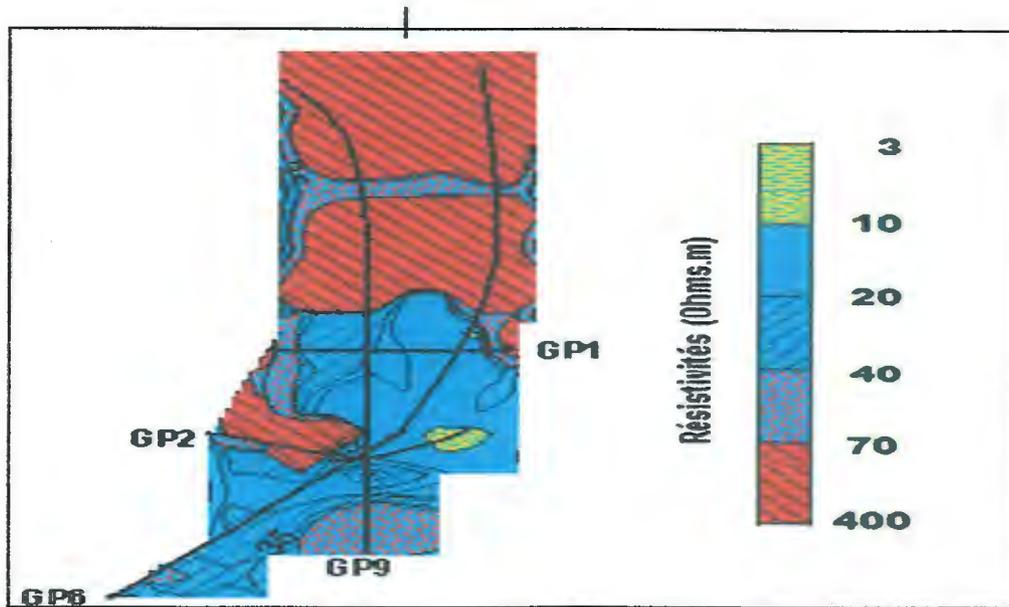


Figure III.14-a: Carte iso-résistivité à 2m de profondeur(Chibani, 2012)



Figure III.14-b: Carte iso-résistivité à 2m de profondeur. (Chibani, 2012)

Tableau III.5: la nature de sol selon la résistivité et la vitesse des ondes avec une profondeur 2m (fig.III.14a-b)

Légende	Nature de sol	Résistivités Ohms.m	Vitesses m/s
	Couche végétale argileux très humide	3-10	400-550
	Argile compacte humide	10-20	300-460
	Argile moyennement friable avec des passages gréseux	20-40	260-400
	Blocs de grés fracturés humides	40-70	350-500
	Grés dur	70-400	690-830

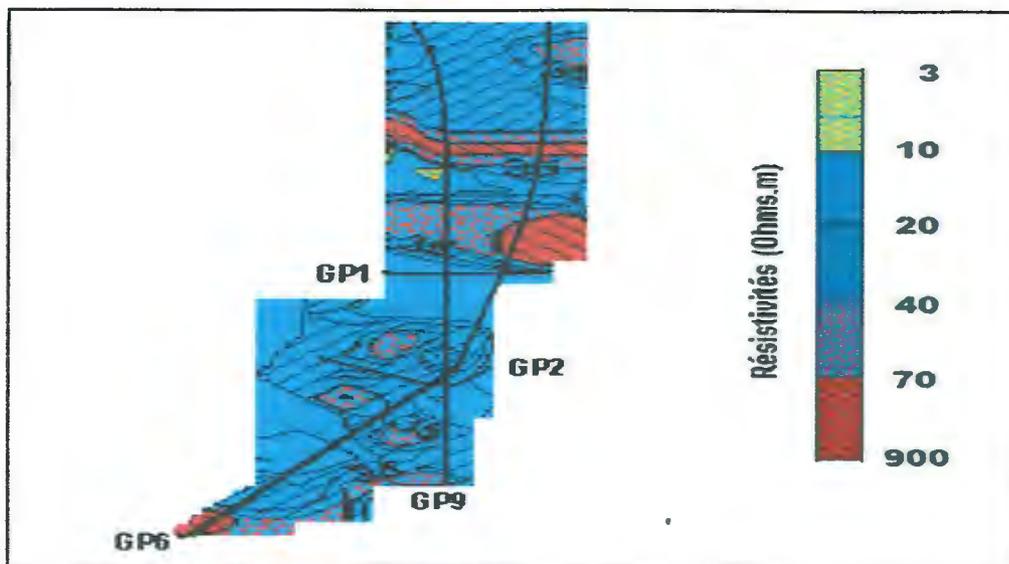


Figure III.15-a: Carte iso-résistivité à 10m de profondeur. (Chibani, 2012)

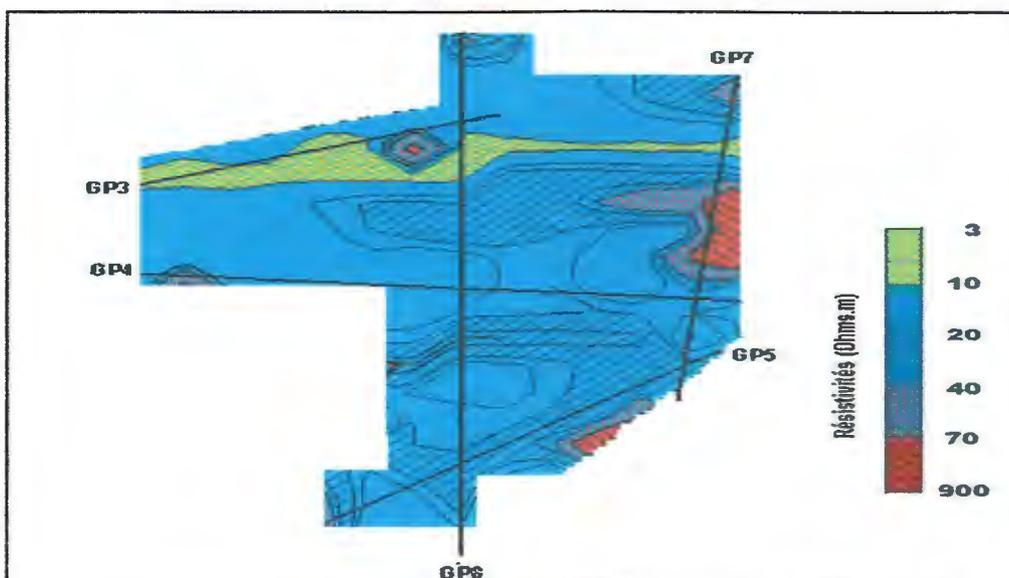
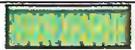


Figure 15-b: Carte iso-résistivité à 10m de profondeur. (Chibani, 2012)

Tableau III.6: La nature de sol selon la résistivité et la vitesse des ondes avec une profondeur 10-12m (fig. III.15a-b)

Légende	Nature de sol	résistivités ohms.m	Vitesses m/sec
	Argile très humide à aquifère	3-10	1360-2100
	Argile compacte humide	10-20	2140-2500
	Argile friable avec de passages de grés	20-40	2500-3000
	Argile dur à friable avec passage de grés	40-70	3000-3700
	Bans de grés dur à fracturés	70-900	3750-5000

## Conclusion

La reconnaissance géophysique était basée sur les valeurs expérimentales obtenues durant la période citée ci-dessus du présent rapport et la jonction des étalonnages effectués aux niveaux de quelques sondages carottés réalisés sur la ligne du projet ; tout en considérant que cette investigation géophysique effectuée avec deux méthodes combinées (Electrique et Sismique) a permis de déceler :

-le sol quasiment très humide, soit pleinement saturé en eau, et hétérogène différencié par sa conductivité et sa compacité qui donne en générales des argiles(friable ,dur )de vitesse de propagation sismique en générale 2000-3000 m/s et des conductivité 10-30 ohms.m , et des bancs de grés (fracturé et sain) à différents profondeurs a des vitesses de propagation sismique de l'ordre de 3700-5000m/s et des conductivité de 70-900 ohms.m.( la vitesse des ondes sont plus rapide en profondeur que dans les couches moins profondes et la résistivité augmente en fonction le profondeur) .

-Des éboulements et des mouvements de terrain (glissements), dont on peu les constatés visuellement, un terrain vallonné et dégradé par la présence des écoulements d'eaux qui sont le facteur principal du changement des caractéristiques physiques et mécaniques quand à l'instabilité du sol.

***Chapitre IV :***  
***Etude Géotechnique***

## IV.1 .Introduction

La géotechnique est l'ensemble des activités liée aux applications de la mécanique des sols, la mécanique des roches, et de la géologie de l'ingénieur, à partir d'essai de laboratoire et in-situ de plus en plus perfectionnés, la géotechnique fournit aux constructeurs les données nécessaires pour étudier les ouvrages de génie civil et de bâtiment, et assurer leur stabilités en fonction des sols sur lesquels ils doivent être fondés, ou avec lesquels ils seront construits, ceci tant durant la progression des travaux qu'après mis en service des ouvrages, la géotechnique se divise en plusieurs branches dont la mécanique des sols et la mécanique des roches, qui s'intéressent respectivement aux caractéristiques et aux propriétés mécaniques du sol et de la roche.

Les techniques de fondation appliquent à la conception et à la construction de fondation ou de structures les données appartenant à la géologie, à la mécanique des sols, à la mécanique des roches et aux techniques de structure, l'ingénieur spécialisé en géotechnique doit pouvoir prédire la performance et le comportement du sol, ou de la roche de fondation quelle que soit la charge imposée par la structure, il doit aussi pouvoir résoudre les problèmes que posent les fondations de bâtiments industriels, d'immeubles commerciaux et résidentiels ou d'autre types structure, l'énumération des principaux problèmes auxquels le géotechnicien doit faire face permet de se rendre compte de la grande étendu du domaine, et aussi de son importance dans la conception et dans la réalisation de structures de tout genre.

L'intention des recherches proposées était la caractérisation géologique et géotechnique du territoire du viaduc, avec l'accentuation sur la microlocalisation des éléments de support, les résultats des essais ont contribué à un descriptif des conditions géotechniques de fondation d'éléments de support du viaduc, vu que les conditions géologiques et géotechniques étaient extrêmement difficiles, il était nécessaire de préciser les conditions de stabilité tout le long de la voie du viaduc, qui pourraient mettre en danger la stabilité des éléments de support.

Les essais suivants ont été effectués :

- ✓ Forage de recherche à l'emplacement de chaque élément de support et cartographie géologique détaillée de ces puits forés ;
- ✓ Essais géotechniques dans les puits forés (SPT, pressiomètre) ;
- ✓ Essais géomécaniques et géochimiques des échantillons extraits des puits forés.

#### **IV.2. Programme d'investigation géotechnique**

Le programme des reconnaissances géotechniques établi par le client pour la réalisation du viaduc Oued Menar a porté sur l'exécution des essais sur terrain et des essais en laboratoire.

##### ***a. Sondage carotté répartis comme suit :***

- Sondage carotté Sc 01, Sc 02, Sc 06, Sc 08, Sc 11 d'une profondeur de 50m.00 avec réalisation des essais pressiométriques chaque 5m.00 de profondeur ;
- Sondage carotté Sc 03 d'une profondeur de 27m.50, Sc 04 d'une profondeur de 30m.00, Sc 05 d'une profondeur de 35m.50, Sc 07 d'une profondeur de 40m.00, Sc 09 d'une profondeur de 45m.00 Sc 10 d'une profondeur de 40m.50 et Sc F12 d'une profondeur de 37m.50 avec réalisation des essais pressiométriques chaque 5m.00 de profondeur.

##### ***b. Essai S.P.T (standard Pénétration Test) : chaque 3m.00 de profondeur.***

##### ***c. Essais Pressiométriques.***

##### ***d. Essais au laboratoire :***

Prélèvement des échantillons pour faire les essais suivants :

- Essais physiques :
  - teneur en eau, densité sèche et la densité humide.
- Essais d'identification :
  - l'analyse granulométrique ;
  - les limites d'Atterberg.
- Essais mécaniques :
  - l'essai de cisaillement rectiligne consolidé non drainé (Cu) ;
  - Essai de compression simple (RC) ;
  - Analyse chimique du sol.

Les travaux de forage et les essais en laboratoire sur reconnaissances géotechniques d'un viaduc sur Oued Menar ont été réalisés par L.C.T.P (Laboratoire central des travaux publics. Mila).

### **IV.3. Essais sur le terrain**

Dans le cadre des essais de terrain, les travaux suivants ont été effectués : inspection géotechnique du terrain en combinaison avec la surveillance des forages, l'essai SPT, forage avec une sonde, essai pressiométriques.

#### **IV.3.1. L'essai au S.P.T (Standard Pénétration Test)**

L'essai de pénétration au carottier normalisé s'applique aux sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20mm et l'expression des résultats en fonction de profondeur, on donne l'enfoncement sous le poids mort et le nombre de coups de mouton nécessaire pour chaque intervalle successif de 15 cm (15cm+15cm) ou refus pour 50 coups de mouton pour l'un ou l'autre des intervalles. On décrit également les sols qui ont été identifiés.

Essai S.P.T réalisés sur le site étudié :( Classification du sol selon la norme XP P94-011)

Le site destiné à la construction du viaduc sur oued Menar connu l'exécution de quatre(04) essai S.P.T dont la longueur totale est environ 150m, dans cet essai in-situ le nombre  $N_{spt}$  été mesuré à différentes profondeurs.

Vu les difficultés pendant l'exécution des essais, ceux-ci n'ont plus été effectués par la suite, quant à l'interprétation, nous souhaiterions Et le Sol moyennement dense, Sol très dense.

#### **IV.3.2. Les sondages carottés**

En tout, 12 forages géomecaniques structurés ont été effectués (1 forage pour chaque élément de support), les puits forés allant d'une profondeur de 27 à 50 m, le forage s'est exécuté à l'aide d'une foreuse double-tête afin d'obtenir un échantillon qui soit le moins possible endommagé.

Les sondages carottés réalisés nous ont permis de déterminer la nature des formations en place (voir les coupes des sondages jointes en annexe) et de récupérer des échantillons intacts, transmis au laboratoire pour subir les différents essais physiques et mécaniques.

Les sondages carottés réalisés ont permis de dégager la succession lithologique sur le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.1:** Géologique et lithologiques du site (Mila, L.C.T.P. 2012).

N°De sondages	Profondeur	Nature des terrains
Sc 1	0.0- 4.70 m 9.0 - 9.00 m 4.70 - 50.00 m	-Argile sableuse de couleur brunâtre - Argileuse de couleur grisâtre avec des passages de grès - compacte friable par partie
Sc 2	0.00 - 5.00 m 5.00- 50.00 m	-Argile friable compacte par partie et altérée de couleur brunâtre -Argile compacte friable par partie avec présence d'un passage gréseux (35 <sup>m</sup> .00 à 36 <sup>m</sup> .00)
Sc 3	0.00- 4.50 m 4.50 - 27.50 m	-Argile grise pâle d'une consistance raide à dure par endroit -Argile compacte friable par partie avec présence des passages gréseux (4.50m à 6m, 10.50m à 11m et 22m à 27.50m).
Sc 4	0.00-5.00m 27.00- 30.00 m	- Remplissage constitué de bloc de grès de taille centimétrique, des argiles grises pâle et banc de Grès d'épaisseurs variables de couleur jaunâtre fracturé -Grès de couleur grise foncé fracturé
Sc 5	0.00 - 2.50 m 2.50- 35.50 m	-Argile argileuse à galet de grès -Des argiles avec des passages gréseux épais (2.5m à 5m, 18m à 22m, 29m à 33m)
Sc 6	0.00 -1.50 m 1.50-48.00m	-Grès - Argile brune grisâtre compacte avec des passages de grès épais (27.00m à 30.00m, 31m à 34.00m et 36.00 à 45.00m).
Sc 7	0.00-10.00 m 10.00- 40.00 m	-Argile graveleuse caillouteuse de couleur jaunâtre -Argile brune grisâtre compacte avec des passages des grès épais (14.00m à 16.00m, 20.50 à 22.00m et 31.00 à 34.00m)
Sc 8	0.00 - 2.00 m 2.00-25.00 m 25.00- 39.00 m 39.00- 50.00 m	-Argile sableuses de couleur brunâtre (bariolée) - Argile friable par partie de couleur brunâtre -Argile friable et compacte par partie de couleur grisâtre avec passages gréseux (26m à 30.00m/31.00 à 33.00m et 38 à 39.00m). -Argile friable et compacte par partie de couleur grisâtre
Sc 9	0.00 - 2.70 m 2.70- 45.00m	-Argile bariolée de couleur brunâtre - Argile friable et compacte par partie de couleur grisâtre avec présence d'un passage gréseux de couleur grisâtre entre 17 <sup>m</sup> .00 et 18 <sup>m</sup> .50
Sc 10	0.00 - 5.00 m 5.00- 40.00 m	-Remblai -Argile friable de couleur grisâtre avec présence des passages gréseux entre 5.00m à 12.00m et 15.00m à 18.00m
Sc 11	0.00 - 3.00 m 3.00- 44.00 m	-Blocs avec galets et graviers à matrice argilo sableuse -des argiles avec des bancs des Grès quartzitique brun entre 3 à 4.50m/7 à 11m/16 à 24.00m/26.00 à 28.00m/29.00 à 33.00m et 41.00m à 44.00m

<b>Sc 12</b>	0.00- 6.00 m	-Grès gris beige bien classé fissuré et fragmenté bien consolidé
	6.00- 9.00 m	-Argile sablo graveleuse brun jaunâtre rouillée et indurée
	9.00-25.50 m	-Grès gris beige à gris bleuté bien consolidé
	25.50- 40.00 m	-Argile gris bleutée à gris sombre d'aspect schisteux indurée

### IV.3.3. Essai pressiométrique

Un préssiomètre est un ensemble d'appareillage nécessaire pour réaliser l'essai, il comprend une sonde, un contrôleur pression - volume appelé CPV et des tubulures, le CPV est lui-même composé d'un système de mise en pression et de dilatation de la sonde et d'un conditionneur indicateur avec éventuellement un dispositif de stockage des données.

Le sondage pressiométrique est la succession de deux opérations : un forage pressiométrique et un ou des essais pressiométrique, l'expression " sondage pressiométrique " désigne aussi la représentation de l'ensemble des essais pressiométrique réalisés à différents niveaux au cours du même forage, les essais permettent d'apprécier la succession des couches du sol et éventuellement leur nature, l'essai pressiométrique de Ménard : l'essai consiste à appliquer progressivement par palier selon une procédure fixée une pression uniforme sur la paroi du forage, on mesure l'expansion de la sonde en fonction de la pression appliquée. L'essai permet d'obtenir une caractéristique de déformabilité du sol et une caractéristique de rupture.

Donc l'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ, il consiste à gonfler dans le sol, une sonde cylindrique dilatable, radialement placée dans un forage préalable en vue de déterminer les caractéristiques mécaniques in situ d'un sol.

Les différentes phases de cet essai sont :

- Etalonnage de la sonde pressiométrique : essai de calibrage et essai d'inertie ;
- Réalisation de l'essai pressiométrique : courbe brute ;
- Exploitation des résultats de l'essai pressiométrique : courbe corrigée et caractéristiques pressiométriques (pression limite nette, pression de fluage nette et module pressiométrique).

### IV.3.3.1. Objectif essai pressiométrique

Déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol à l'aide d'un essai de chargement en place.

L'essai consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde.

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ, il consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique dilatable radialement, placée dans un forage préalable.

Il est conçu pour évaluer à partir des diagrammes effort-déformation les caractéristiques mécaniques du sol systématiquement tous les mètres (évaluation de la pression limite de rupture  $P_l$  en bars et du module de déformation  $E$  en bars).

$P_l$  : pression limite : occasionnant un poinçonnement généralisé du sol.

$E$  : Module de déformation : caractérisant la phase de déformation pseudo élastique de l'essai et correspondant à un champ de contrainte déviatorique.

### IV.3.3.2. Résultats des sondages pressiométriques

Le sondage pressiométrique de Menard a été effectué dans tous les puits forés en tout, 12 essais ont été effectués.

Les résultats des sondages pressiométriques sont indiqués sous forme de diagrammes dans les annexes.

## IV.4. Essais au laboratoire

Sur le terrain, 45 des 51 échantillons prévus ont été collectés, les essais ultérieurs en laboratoire sur ces échantillons ont surtout concerné les mesures d'humidité, les mesures du poids de capacité (poids à l'état sec et poids du produit naturellement humide), et l'essai des limites d'Atterberg, les essais clés pour définir les paramètres de résistance et de déformation comprenaient 18 essais de cisaillement direct sur les terres et 36 essais de résistance uniaxiale à la compression ; seulement 18 essais ont réussi.

Sur six (6) échantillons, des essais chimiques par rapport à la teneur en composés agressifs pour le béton ont aussi été effectués.

#### IV.4.1. Essais physiques

Concernant les essais physiques des sols on a fait des essais sur les mesures de teneur en eau, densité humide, densité sèche et degré de saturation.

Les résultats des essais physiques sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2:** Les résultats des essais physiques.

N° sondage	Profondeur de l'échantillon en (m)	Teneur en eau w(%)	Densité humide $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	Densité sèche $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	Degré de saturation Sr(%)
1	4.00 – 4.40	20.78	2.11	1.75	100
	21.50 – 21.90	15.52	2.18	1.89	97.54
	39.00 – 39.50	11.50	2.29	2.05	97.62
3	0.00 - 0.60	16.50	2.04	1.75	81.93
	17.50 - 18.00	14.19	2.24	1.96	100
	22.80 - 23.20	3.53	2.45	2.36	65.74
6	2.05 - 2.40	19.91	1.88	1.56	73.46
	26.80 - 27.00	15.93	2.10	1.81	87.33
	35.70 - 36.00	19.44	2.06	1.72	91.95
9	23.40 23.80	12.79	2.24	/	/
12	26.60 27.00	16.35	2.20	1.89	100

Interprétation selon la norme XP P 94-011

- ✓ Les valeurs de la teneur en eau est varié de 10 à 20 % donc le sol est légèrement humide ;
- ✓ La saturation complète des argiles et Grès non saturé par fois saturé ;
- ✓ les sols en question présentent une masse volumique sèche moyenne de l'ordre de 2.00 t/m<sup>3</sup> et une masse volumique humide de 2.30 t/m<sup>3</sup>, donc le sol dense à très dense.

#### IV.4.2. Essais d'identification

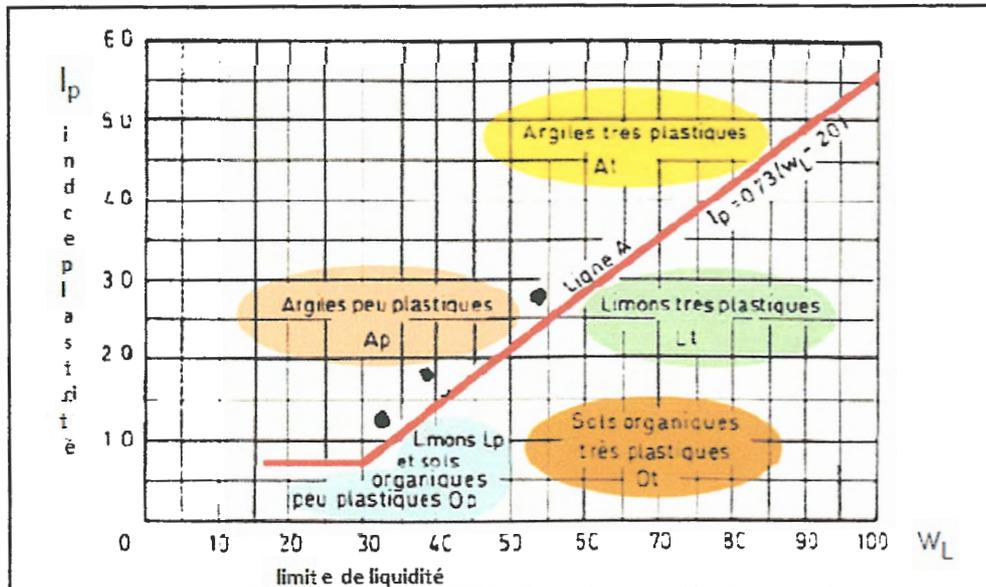
##### IV.4.2.1. Essais de Limites d'Atterberg

Les résultats extrêmes des essais des limites d'atterberg effectués sur les échantillons prélevés de différents sondages sont représentés dans le tableau suivant:

**Tableau IV.3:** Les résultats extrêmes des essais des limites d'atterberg.

N° de sondage	Wl(%)	Wp(%)	Ip(%)	IC
1	48.76	23.68	25.08	1.11
2	35.76	18.83	16.93	1.24
3	37.70	19.10	18.60	1.13
5	46.43	22.83	23.60	1.30
7	55.67	28.38	27.29	1.35
9	29.40	15.55	13.85	1.23
10	34.36	16.56	17.80	1.02

Après l'exécution des essais de limites d'atterberg, on a reporté les valeurs trouvées de chaque couple (WL et IP) sur l'abaque de plasticité de Casagrande, on a trouvé que ces couples se situent au-dessus de la droite (A) ce qui nous indique que les formations en place sont des argiles peu plastiques (AP) sur la figure 1(classification des LCPC).

**Figure IV.1:** Diagramme de Casagrande.

#### IV.4.3. Essais mécaniques

Les résultats des essais mécaniques effectués sur les échantillons de sol prélevés, sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Les résultats des essais mécaniques.

N° Son Da ge	profondeur en(m)	Essais de compressibilité A l'odomètre			Essais de cisaillement (Cu)		Résistance à la N° de compression
		Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)	$\square u$	C (bars)	Rc (bars)
Sc 1	12.60 - 13.00	/	/	/	28.00	0.572	2.63
	18.70 - 19.00	0.24	14.22	3.98	Essai annulé : matériaux friable		Matériaux très friable
	33.20 - 33.60	/	/	/	10.09	0.47	3.18
Sc 2	6.50 - 7.00	/	/	/	15.57	1.32	/
	14.60 - 15.00	/	/	/	13.16	0.82	2.44
Sc 3	0.00 - 0.60	/	/	/	24.00	0.289	/
	21.60 - 22.10	0.79	10.68	4.53	14.72	0.46	1.97
Sc 4	22.00 - 26.50	/	/	/	/	/	Echantillon difficile à tailler
Sc 5	22.00 - 22.40	/	/	/	Echantillon très compact difficile à tailler		4.00
Sc 6	8.50 - 8.80	/	/	/	24.00	0.288	Echantillon friable
	10.60 - 11.08	/	/	/	/	/	1.85
	26.80 - 27.00	4.15	20.08	0.98	/	/	Echantillon friable
Sc 7	13.45 - 13.85	/	/	/	7.15	0.49	Essai annulé : échantillon insuffisant
	23.50 - 23.90	/	/	/	Echantillon compact difficile à tailler		6.00
	26.80 - 27.15	/	/	/	/	/	5.00
Sc 8	3.75 - 4.00	/	/	/	30.00	0.201	/
	16.40 - 16.80	/	/	/	/	/	7.00
Sc 9	6.00 - 6.30	/	/	/	28.00	0.298	Echantillon friable
	23.40 - 23.80	/	/	/	/	/	9.06
Sc 12	26.60 - 27.00	/	/	/	15.72	0.08	Essai annulé : échantillon insuffisant

Interprétation selon la norme XP P 94-011

- Cohésion  $0.20 \text{ Bars} < C < 1.32 \text{ Bars}$  ;
- Résistants au cisaillement  $1.66 \text{ Bars} < R_c < 9.06 \text{ B}$ .

D'après les résultats des essais odomètre le sol a une forte sensibilité au gonflement sur les argiles.

- $\square u$ : de  $7^\circ$  à  $30^\circ$ : les sols sont faiblement résistants au cisaillement ;
- Les argiles  $7^\circ$  à  $14^\circ$  et les grés  $25^\circ$  à  $30^\circ$ .

#### IV.4.4. Analyses chimiques

Les résultats des analyses chimiques réalisées sur des échantillons prélevés à partir des sondages carottés sont représentés dans tableau suivant.

**Tableau IV.5:** Résultats des analyses chimiques.

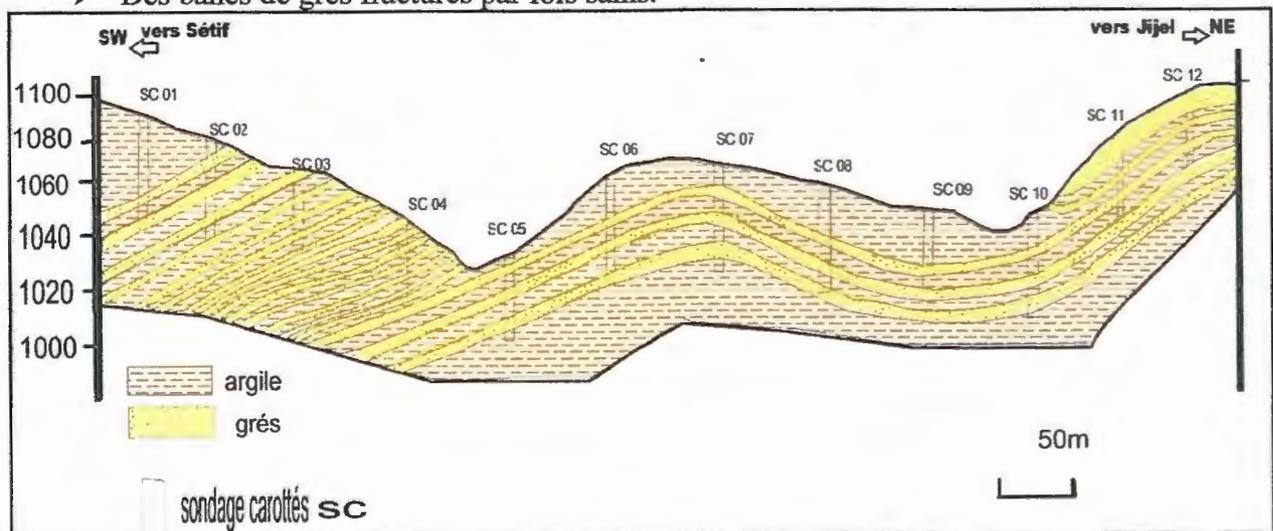
N°de sondage	Profondeurs (m)	Sulfates $SO_4^{2-}$	Carbonates $CaCO_3$ (%)	Anhydride Carbonique ( $CO_2$ )	Gypse (%)	Chlorure (%)	Insoluble (%)
Sc 01	18.70 - 19.00	traces	3.48	1.53	/	0.18	/
	28.50 - 28.90	traces	10.43	4.59	/	0.35	/
Sc 02	12.60 - 13.00	traces	5.21	2.30	/	0.29	/
Sc 03	17.50 - 18.00	traces	6.09	2.68	/	0.47	/
Sc 04	22.00 - 22.60	traces	1.74	0.77	/	0.53	/
Sc 08	6.60 - 7.00	traces	7.40	3.26	0.00	87.35	87.35

A partir de l'analyse chimique, on constate que le sol présente des traces en sulfate et en chlorure, ce qui permet de le classer comme sol non agressive selon la norme NF P 18-011 du 06/92.

#### IV.5. Lithologie du site et contexte géotechnique

A partir des descriptions des logs de sondages carottés (annexe) on peut établir un log type qui se présente comme suit :

- Une succession argile effrités et de grès tectoniquement semi à gravement déformés ;
- des Argiles avec de l'éboulis. friable à surface et compacte en profondeur ;
- Des bancs de grès fracturés par fois sains.



**Figure IV.2:** Coupe lithologique au niveau de projet d'après les sondages carottés

#### IV.6. Les caractéristiques des fondations du viaduc

Les culées sont fondées en profondeur, reposant chacune sur 6 pieux forés d'un diamètre de 1.2 m et de profondeur 15 m et 25 m, les piles 2 -11 reposant sur des puits d'une profondeur allant de 15 à 28 m et d'un diamètre de 9 m et 13.0 m.

**Tableau IV.6:** Caractéristiques des fondations.

Appui	Type de fondation	L pieux/puits	Hauteur de base de fondation
1	6 pieux D= 1.20 m	25.0 m	1068.708
2	Puits D= 9.00 m	19.0 m	1065.408
3	Puits D= 9.00 m	20.0 m	1049.908
4	Puits D= 9.00 m	20.0 m	1021.108
5	Puits D= 9.00 m	18.0 m	1009.308
6	Puits D= 9.00 m	23.0 m	1042.508
7	Puits D= 9.00 m	21.0 m	1047.708
8	Puits D= 9.00 m	22.0 m	1039.908
9	Puits D= 13.00 m	30.0 m	1018.108
10	Puits D= 11.00 m	18.0 m	1026.308
11	Puits D=9.00 m	17.0 m	1068.308
12	6 pieux D=1.20 m	15.0 m	1090.708

#### IV 6.1. Calculs de la capacité portante et de tassement des fondations

##### IV 6.1.1. Les puits (peu profonds) exploitation des résultats pressiométrique selon Menard

Processus du calcul de la capacité portante du projet et de tassement des puits, les calculs pour la désignation de la capacité portante du projet du sol portant les fondations peu profondes ont été effectués conformément aux recommandations et à la littérature des règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus par la méthode pressiométriques de Menard.

Dans la méthode semi-empirique que nous avons utilisée, la capacité portante du sol ( $Q_d$ ) est représentée par l'équation suivante :

$$Q_d = q_0 + K_p (p_{te}^* - p_0)$$

$$Q_{ad} = q_0 + \frac{K_p}{F} (p_{te}^* - p_0)$$

Avec :

- $Q_d$  : la capacité portante à la rupture de la fondation ;
- $Q_{ad}$  : la capacité ;
- $q_0$  : contrainte verticale équivalente ;
- $p_0$  : contrainte horizontale équivalente ;
- $p_L$  : étant la valeur représentative des pressions limites de Ménard sur l'axe de la fondation ;
- $K_p$  : étant le facteur de la capacité portante calculé d'après la figure 3 ;
- $F$  : coefficient de sécurité en générale égale à 3.

La pression limite équivalente effective  $p_L$  lorsque le terrain stratifié peut être calculée en utilisant la moyenne géométrique des pressions limites effectives  $p_{Le}^*$  comme moyenne géométrique des valeurs nettes obtenues près du niveau de la fondation par l'équation suivante :

$$P_{Le}^* = \sqrt[3]{p_{L1} \times p_{L2} \times p_{L3}} .$$

- $P_{L1}$  : la valeur de  $p_L$  à un niveau situé un diamètre au-dessus du niveau de la base de fondation ;
- $P_{L2}$  : la valeur de  $p_L$  à un niveau de la base ;
- $P_{L3}$  : la valeur de  $p_L$  mesurée sous la base à une profondeur d'un diamètre de fondation ;
- $K_p$  : étant le facteur de la capacité portante calculé d'après la figure 3.

Le coefficient de proportionnalité  $K$  dépend du type de terrain, de la profondeur d'encastrement  $D_e$  et de la forme de fondation.

Le tableau IV.8 donne les différents types de terrain retenus et les valeurs du coefficient  $K$  pour une semelle carrée et pour une semelle filante, applicables avec les ( $P_L$ ) mesurés au pressiomètre Ménard.

**Tableau IV.7:** Type de sol en fonction de la pression limite(Menard, 1975)

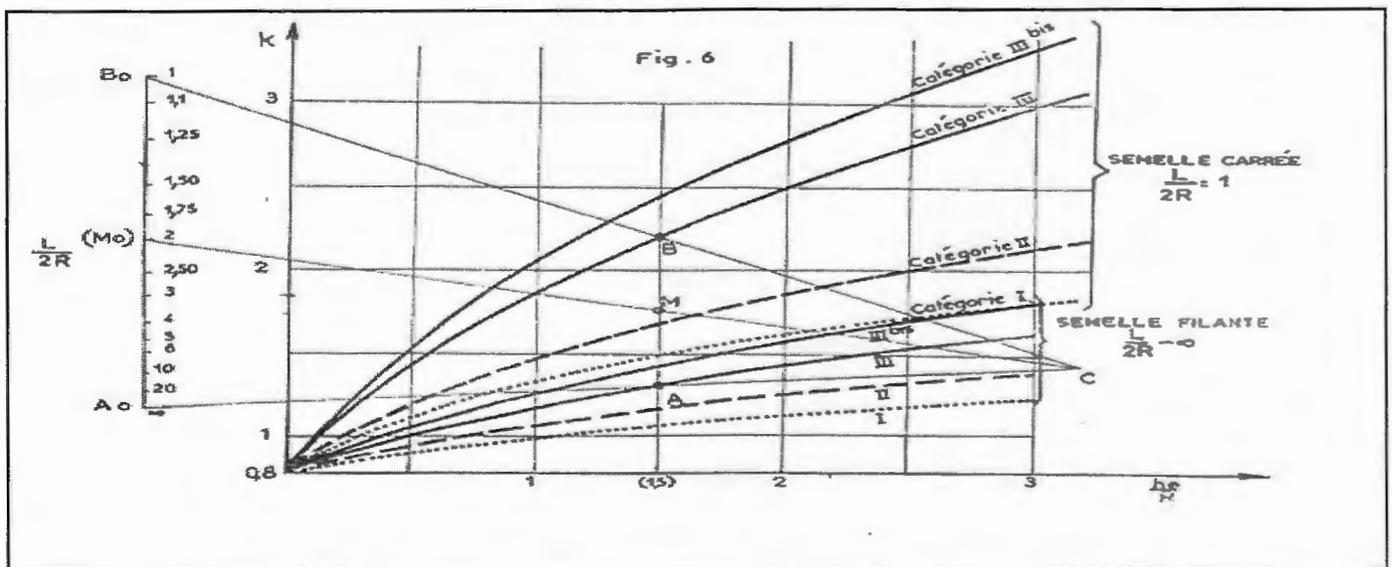
Type de sol	Nature	Pression limite (en Mpa)
I	Argile	0- 1.2
	Limon	0-0,7
II	Argile raide et marne	1,8-4
	Limon compact	1,2-3
	Sable compressible Roche tendre	0,4 - 0,8 1-3
III	Sable et gravier	1 -2
	Roche	4-10
III bis	Sable et gravier très compact	3-6

**Tableau IV.8:** Valeurs de  $K_p$  (pour les terrains homogènes) (Menard, 1975)

$\frac{D}{Bou}$ $\frac{D}{2R}$	Semelle carrée				Semelle filante			
	I	II	III	III bis	I	II	III	III bis
0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
0,5	1,3	1,5	1,9	2,1	1,0	M	1,2	1,3
1,0	1,6	1,8	2,5	2,8	1,2	1,3	1,4	1,6
1,5	1,8	2,1	3,0	3,3	1,2	1,4	1,6	1,8

Lorsque le terrain est stratifié, on peut utiliser ces résultats en introduisant les notions limite équivalente ( $P_{le}$ ) et l'encastrement équivalente ( $D_e$ ), et utiliser l'abaque de Menard pour une détermination graphique de  $K$  comme se représentée sur la figure 3.

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \cdot \sum_{i=1}^n p_{li}^* \cdot \Delta Z_i$$



**Figure IV.3:** Détermination de coefficient de proportionnalité K d'après Menard.

Dans la méthode semi-empirique que nous avons utilisée, le tassement final de la fondation par la méthode de Menard est représenté par l'équation suivante :

$$w = \frac{1}{3} \frac{1+\nu}{E_B} p \cdot R_0 \cdot \left( \lambda_d \frac{R}{R_0} \right)^a + \frac{a}{4.5 \cdot E_A} p \cdot \lambda_s R$$

Dans laquelle:

- ✓ W : est le tassement de la semelle rigide, généralement après stabilisation définitive (tassement au bout de 10ans pour les argiles) ;
- ✓  $\nu$  : Le coefficient de poisson toujours pris ici égal à 0.33 ;
- ✓ P : la pression moyenne appliquée par la semelle rigide sur le sol ;
- ✓  $R_0$  : une dimension de référence utilisable avec les sondes pressiométriques courantes ( $\approx 30$  cm) ;
- ✓ R : la demi-largeur de la semelle rectangulaire ou rayon d'une semelle circulaire ;
- ✓ a : Coefficient rhéologique de structure du sol, variable selon la nature du matériau et le rapport  $E_p/P_L$  obtenu avec la pressiomètre ;
- ✓  $\lambda_d$  et  $\lambda_s$  : sont des coefficients de formes de la semelle ;
- ✓  $E_A = E_B$  : module pressiométrique dans le cas d'un terrain homogène.

Détermination de  $E_A$  :  $E_B = E_I$  : moyenne harmonique des n modules pressiométriques dans la zone s'étalant du niveau de la semelle et à la côte  $R=B/2$  au-dessous du niveau de la semelle. (Benzaid, 2011).

$E_A$  et  $E_B$  : module pressiométriques dans le cas d'un terrain stratifié, calculés comme suit :

- $E_A$  calculé de même méthode sur le cas d'un terrain homogène ;
- $E_B$  se calcul par :

$$\frac{4}{E_B} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2.5 \cdot E_{6/7/8}} + \frac{1}{2.5 \cdot E_{9\text{à}16}}$$

Si les valeurs de  $E_{6/7/8}$  et  $E_{9\text{à}16}$  ne sont pas connues, mais considérées supérieurs aux valeurs sus-jacentes,  $E_B$  se calcul par :

$$\frac{3.6}{E_B} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2.5 E_{6/7/8}}$$

$E_2$  moyenne harmonique des valeurs des modules aux cotes :  $(-R)$  et  $(-2R)$  sous la fondation (fig. IV.3)

✓ Par exemple, si n=2 :

$$\frac{1}{E_2} = \frac{1}{2} \left[ \frac{1}{E_{(-R)}} + \frac{1}{E_{(-2R)}} \right].$$

$E_{3/4/5}$  = moyenne harmonique des valeurs des modules des tranches 3 à 5,

✓ Par exemple, si n=4 :

$$\frac{3}{E_{3/4/5}} = \frac{1}{4} \left[ \frac{1}{E_{(-2R)}} + \frac{1}{E_{(-3R)}} + \frac{1}{E_{(-4R)}} + \frac{1}{E_{(-5R)}} \right].$$

Les deux tableaux IV.5 et IV.6 donnent des indications sur les valeurs à retenir pour ces coefficients.

**Tableau IV.9:** Valeurs de Coefficient (a) selon Ménard.

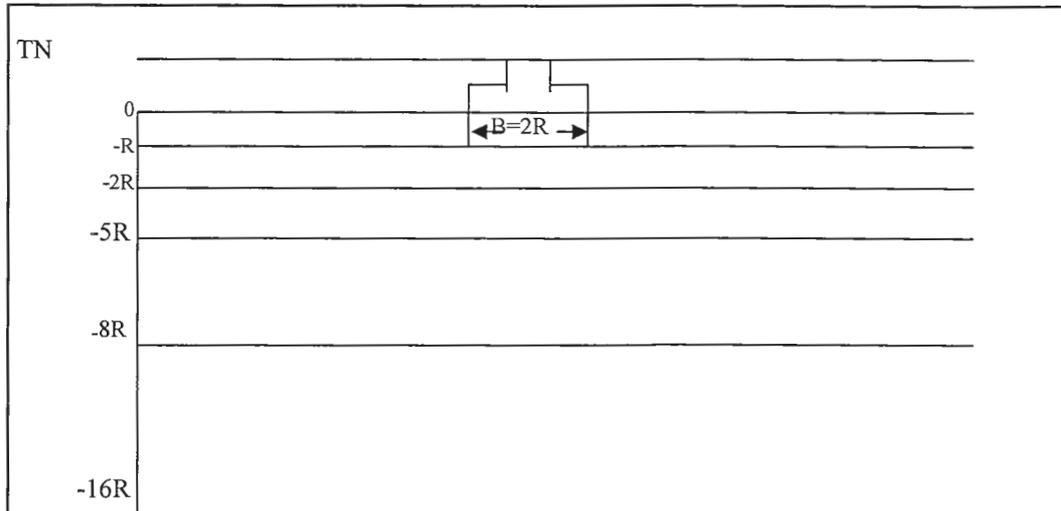
Type de matériau	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable Gravier	
	a	E/pl	a	E/pl	a	E/pl	a	E/pl	a
Sur consolidé très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

Roche	Très peu fracturé	normal	Très fracturé	Très altéré
a	2/3	1/2	1/3	2/3

**Tableau IV.10:** Coefficients de forme selon Menard,  $\lambda_s$  et  $\lambda_d$

L/2R	1 cercle	1 carré	2	3	5	20
$\lambda_s$	1.00	1.12	1.20	1.30	1.40	1.50
$\lambda_d$	1.00	1.1	1.53	1.78	2.14	2.65

L : longueur ou diamètre de la fondation.



**Figure IV.4:** Décomposition du terrain pour le calcul des modules pressiométriques équivalent.

#### IV6.1.2. La capacité portante de fondations profondes : (méthodes pressiométrique du LCPC)

La méthode pressiométrique tient compte de l'hétérogénéité du sol en se basant sur le concept du sol homogène équivalent, caractérisé par une pression limite équivalente  $P_{le}$  et entourant un pieu ayant une fiche équivalente  $D_e$ . La pression pressiométrique limite équivalente sert au calcul de la résistance en pointe. (Benzaid, 2011).

Il s'agit d'une moyenne des valeurs mesurées dans une zone au voisinage de la pointe, épaisse de  $(3a)$  sous la pointe et de  $(b)$  au-dessous.

Pour le calcul la pression limite nette équivalente, nous avons utilisé la formule suivante :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} + \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz$$

Avec :

$P_{le}^*$  : pression limite nette équivalente ;

$P_l^*(z)$  : pression limite obtenue à la profondeur  $(z)$  par interpolation linéaire entre les  $P_l^*$  mesurées immédiatement de part et d'autre de cette profondeur ;

$a$  :  $\max(B/2 \text{ et } 0,50)$  en mètres,  $b$  :  $\min(a, h)$  ;

$h$  : la hauteur de la couche résistance dans laquelle la pointe est encastrée.

Dans un sol homogène  $h=b=0$  et  $a$  est égale à  $B/2$  pour des diamètres supérieurs à 1m, et la zone d'influence de la résistance en pointe sera, dans ce cas, épaisse de  $1,5 B$  sous la pointe.

-L'expression précédente peut se simplifier en utilisant une sommation.

$$P_{le}^* \approx \frac{1}{b+3a} \sum_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot \Delta z$$

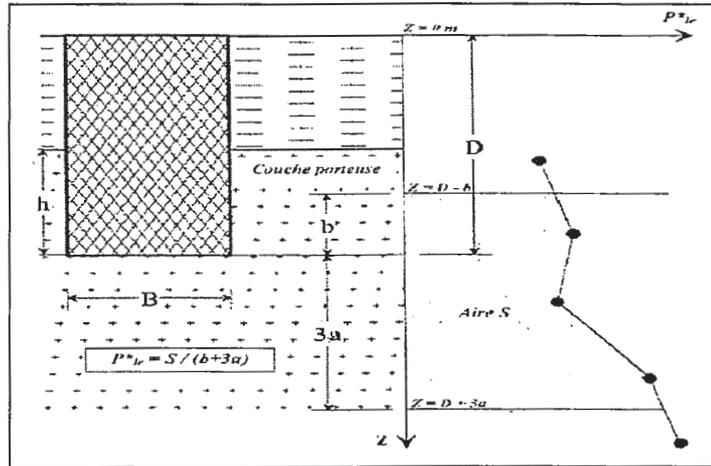


Figure IV.5: Schéma de calcul de la résistance en pointe d'un pieu (Benzaid, 2011)

-La résistance à la pointe se calcule comme suit :

$$q_p = K_p \cdot P_{le}^*$$

Le facteur  $K_p$  dépendant de la nature du sol et du mode d'installation du sol, est donné par le Tableau IV.5, la classification des sols du LCPC et le Tableau IV.6, permettant de définir la classe du matériau et catégorie.

Tableau IV.11: Valeurs du facteur de portance pressiométrique(LCPC)

Nature du sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage)	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage)
Argile / Limon	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sable/ Graves	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Craies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marnes, Marno-calcaire		1.80	2.60
Poche altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

**Tableau IV.12:** Catégories conventionnelles des sols. (LCPC)

Classe de sol	Pressiomètre $P_1$ (MPa)
A- Argile et limons mous	< 0.7
B- Argiles et limons fermes	1.2 à 2.0
C- Argiles très fermes à dure	>2.5
A- Lâches	<0.5
Sables, graves B- Moyens	1.0 à 2.0
C-Compacts	>2.5
Craies A-Molles	<0.7
B-Altérées	1.0 à 2.5
C-Compacts	>3.0
Marnes A-Tendres	1.5 à 4.0
Marno-calcaires B-Compacts	>4.5
Roches A-Altérées	2.5 à 4.0
B-Fragmentées	>4.5

- Le profondeur latérale limite  $q_s$  augmente linéairement avec la pression nette, à la même profondeur.

✓ **Calcul de la charge limite de frottement latéral  $Q_s$**

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur  $h$  concernée du fut du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = p \int_0^h q_s(z) dz$$

$P$  : périmètre du pieu ;

$q_s$  : frottement latéral unitaire limite à a cote  $Z$ .

Tableau IV.13: Le choix de la courbe de frottement latérale. (LCPC)

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roche
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>3</sub> (1)				Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré à la boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>1</sub> (2)	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré tubé (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (3)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>1</sub> (2)	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>4</sub> (3)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Foré tubé (tube perdu)	Q <sub>1</sub>			Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		(4)			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	
Puits (5)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>		(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>		
Injecté haute pression (6)		Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>6</sub>		Q <sub>7</sub> (7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30m).

(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

(7) Injectionsélectiveet répétitiveà faible débit traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

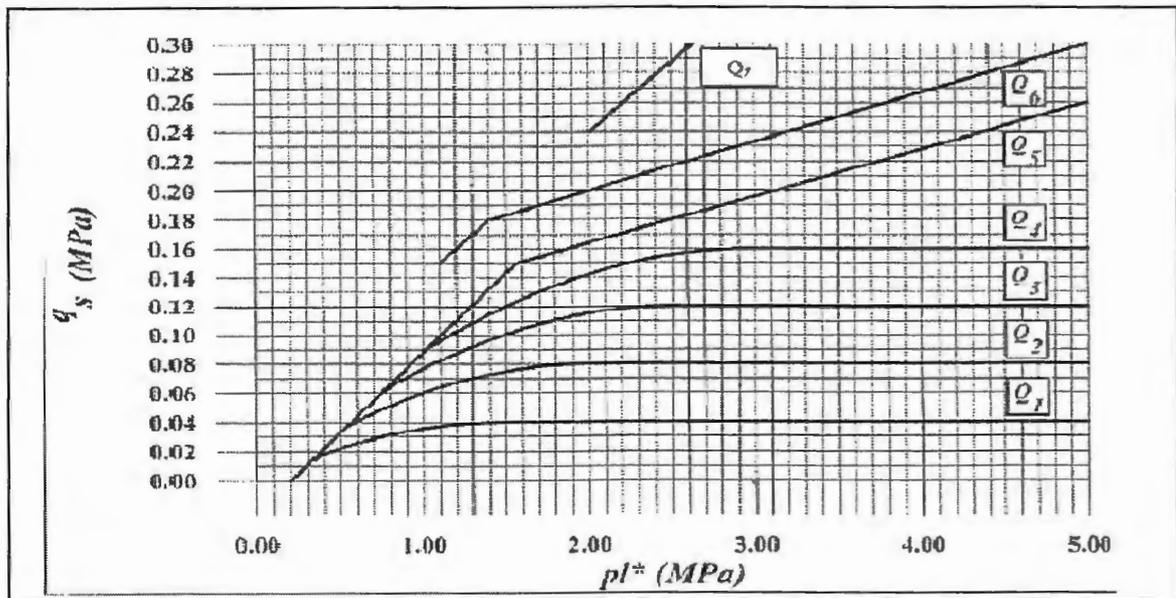


Figure IV.6 : Courbes de frottement latéral(LCPC)

La charge verticale limite se calcule comme suit :

$$Q_t = Q_p + Q_s = S \cdot q_p + P \int_0^D q_s(z) \cdot dz$$

#### Remarque

En absence d'un essai de chargement de pieux pour la détermination expérimentale de la charge critique  $Q_s$  celle-ci peut être estimée comme suit :

- Pour les pieux ne refoulant le sol (pieux forés, barrettes, puits..) par :

$$Q_s = 0.5Q_p + 0.7Q_s$$

- pour les pieux refoulent le sol (pieux foncés, battus...) par :

$$Q_s = 0.7Q_p + 0.7Q_s$$

#### IV 6.1.3. Comportement des groupes des pieux

Le comportement des groupes de pieux revêt différents aspects qui sont abordés dans ce paragraphe.

Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé examiné dans les paragraphes précédents. Les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernent :

- La force portante, sous sollicitations axiales ;

- Le tassement ;
- Les réactions latérales et les poussées latérales du sol ;
- Le frottement négatif.

Deux causes différentes sont à l'origine de ces effets de groupes :

- a) La mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée
- b) La charge appliquée sur un pieu à une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins, cette influence peut être chiffrée par des méthodes rationnelles telles que la méthode des éléments finis, toutefois, l'application courante de telles méthodes se heurte à un certain nombre de difficultés :
  - Lois de comportement du sol souvent mal connus ;
  - Aspect traditionnelles du problème difficile à prendre en compte ;
  - Etat initiale du sol après mise en place des pieux difficile, sinon impossible, à appréhender. (*Frank, 1999*).

➤ **Modification de la capacité portante sous sollicitation axiales**

D'une façon générale, on définit un coefficient d'efficacité  $C_e$  tel que :

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \times \text{charge limite du pieu isolé}}$$

Avec, N nombre de pieux.

➤ **Groupe de pieux dans un sol cohérent**

❖ **Cas d'un entre-axe supérieur à 3 diamètres**

Une des règles suivantes est souvent adoptée

- Le coefficient d'efficacité  $C_e$  est pris égale à 1 pour un entre-axes de 8 diamètres, à 0.7 pour un entre-axe de 3 diamètres, et varie linéairement entre les deux
- Le coefficient d'efficacité est donné par la formule de Converce- Labarre

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan B/S}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

B : Diamètre d'un pieu

S : entre -axe

m et n nombre de lignes et de colonnes du groupe

- On peut également appliquer la méthode de la fondation massive fictive ou cas elle conduirait à une réduction notable de la capacité portante du groupe dans le cas d'entre-axe supérieurs à 3 diamètres. (Frank, 1999)

**Tableau IV.15:** Capacités portantes du projet et les affaissements pour les fondations par l'exploitation des résultats pressiométriques

Appui	Type de fondation Diamètre(D)	pieux/puits Longueur(L)	Capacité portante $q_{ad}$ (bars)	Tassement W (cm)
1	6 pieux D= 1.20 m	25.0 m	372,16	/
2	Puits D= 9.00 m	19.0 m	16,94	5,5
3	Puits D= 9.00 m	20.0 m	20,80	4
4	Puits D= 9.00 m	20.0 m	91,00	2
5	Puits D= 9.00 m	18.0 m	27,37	1.5
6	Puits D= 9.00 m	23.0 m	20,65	5
7	Puits D= 9.00 m	21.0 m	22,12	3
8	Puits D= 9.00 m	22.0 m	51,92	2
9	Puits D= 13.00 m	30.0 m	47,63	4
10	Puits D= 11.00m	18.0 m	23.83	4,5
11	Puits D=9.00 m	17.0 m	47,00	1.5
12	6 pieux D=1.20 m	15.0 m	1107,42	/

❖ **Exemple du calcul d'un pieu isolé au niveau de la culée côté Sétif**

La base du pieu ne se trouve pas dans la couche résistante, on aura ainsi  $a= 0.6m$ , et  $b= 0$  et  $L=25m$  et  $D=1.2m$  la fiche d'ancrage.

La pression limite nette équivalente en point du pieu se calcule en joignant entre les points du profil de  $Pl^*(z)$ , et on calcule la somme suite :

$$Pl_e^* = \frac{1}{3.0,6} \int_{25}^{26,8} Pl^*(z) dz$$

$$Pl_e^* = \frac{\left[ (31,47 + 33,37) \frac{1}{2} + (33,57 + 35,25) \frac{0,8}{2} \right]}{1,8} = \frac{[32,52 + 27,53]}{1,8} = 33,36 \text{ bars}$$

Par interpolation de tableau IV.12 et IV.13 le facteur de portance,  $Kp= 1,1$

$$q_l = K_p \cdot Pl_e^* = 1,133,36 = 36,70 \text{ bars}$$

$$\text{Section} = (\pi \cdot B^2)/4$$

$$Q_p = (\pi \cdot B^2 \cdot K_p \cdot Pl_e^*)/4 = 41,47 \text{ bars}$$

**Calcul : Qs (frottement latérale)**

$$Q_s = \pi \cdot B \int_0^{25} q_s(z) \cdot dz$$

$$Q_s = 3,14 \cdot 1,2 \cdot \left[ \left( \frac{0,2}{2} \right) \cdot 5 + \left( \frac{0,2+0,3}{2} \right) \cdot 5 + \left( \frac{0,3+0,35}{2} \right) \cdot 5 + \left( \frac{0,35+0,4}{2} \right) \cdot 5 + \left( \frac{0,4+0,4}{2} \right) \cdot 5 + \left( \frac{0,4+0,4}{2} \right) \cdot 5 \right]$$

$$Q_s = 3,768 \cdot 11,24 = 42,35 \text{ bars}$$

**Calcul de Q<sub>L</sub> (la charge verticale limite)**

$$Q_l = Q_p + Q_s = 41,47 + 42,35 = 83,82 \text{ bars}$$

Charge limite de fluage

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s = 20,73 + 29,64 = 50,37 \text{ bars}$$

❖ **Exemple de calcul de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée de côté Sétif.**

On a :  $\square = 1,2 \text{ m}$   $D = 25 \text{ m}$  et  $C_e = \frac{\text{Chargelimitedugroupe}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}}$

Avec :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Lorsqu'on a :

$$3 \square : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{1,2}{3,6}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,74.$$

$$4 \square : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{1,2}{4,8}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,8.$$

$$5 \square : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{1,2}{6}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,85.$$

On a aussi : la charge limite du pieu isolé  $Q_l$  calculé ;

Et on a :

$$C_e = \frac{\text{Chargelimitedugroupe}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}}$$

Alors :

**Charge limite du groupe (Q<sub>L</sub> groupe) = C<sub>e</sub> · N × Charge limite du pieu isolé.**

Donc :

Avec un entre axe de :

$$3\Box : Q_{l \text{ groupe}} = (0,74) \cdot (6) \cdot (83,82) = 372,16 \text{ bars.}$$

$$4\Box : Q_{l \text{ groupe}} = (0,8) \cdot (6) \cdot (83,82) = 402,34 \text{ bars}$$

$$5\Box : Q_{l \text{ groupe}} = (0,85) \cdot (6) \cdot (83,82) = 427,48 \text{ bars}$$

De même manière des calculs sur la culée de coté de Jijel la charge limite de groupe :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = 105,33 \text{ bars}, \quad Q_s = 144,09 \text{ bars}$$

$$Q_L = 105,33 + 144,09 = 249,42 \text{ bars.}$$

$$3\Box : Q_{l \text{ groupe}} = (0,74) \cdot (6) \cdot (249,42) = 1107,42 \text{ bars.}$$

$$4\Box : Q_{l \text{ groupe}} = (0,8) \cdot (6) \cdot (249,42) = 1197,22 \text{ bars.}$$

$$5\Box : Q_{l \text{ groupe}} = (0,85) \cdot (6) \cdot (249,42) = 1272,07 \text{ bars.}$$

### ❖ Exemple de calcul sur les puits superficiel

#### ✓ Puits n° 02 (sol homogène)

#### Capacité portante

Diamètre = 9m, longueur = 19m

$$q = k(Pl_e^* - P_0) + q_0,$$

$$D_e = \frac{1}{Pl_e^*} \int P_l \cdot z \cdot dz$$

$$Pl_e^* = \sqrt{15 \cdot 40 \cdot 40} = 28,84 \text{ bars,}$$

$$\int P_l \cdot z \cdot dz = 224,39$$

$$D_e = \frac{224,39}{28,84} = 7,70 \text{ m}$$

$$\frac{D_e}{R} = \frac{D_e}{\frac{\Phi}{2}} = \frac{7,70}{4,5} = 1,72$$

D'après le tableau IV.8 et IV.9 les mesures de  $P_l$  entre 40-100 bars, le sol est catégorie II

$K=2$

$$q_0 = \gamma \cdot z = 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 19 \text{ m} = 3,42 \text{ bars}$$

$$P_0 = q_0 \cdot k_0$$

$k_0$  = Coefficient de pression terres en repos

$$k_0 = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 14 = 0,75$$

$$P_0 = 3,42 \cdot 0,75 = 2,56 \text{ bars}$$

$$q_{ad} = \frac{k}{3} (Pl_e^* - P_0) + q_0 = \frac{2}{3} (28,84 - 2,56) + 3,42 = 16,94 \text{ bars}$$

**Calcul de tassement :**

$$w = \frac{1 + \nu}{3 E_B} P \cdot R_0 \left( \lambda_d \frac{R}{R_0} \right)^a + \frac{a}{4,5 \cdot E_a} P \cdot \lambda_s \cdot R$$

$$P = q_{ad} - q_0 = 16,94 - 1,8 = 15,14 \text{ bars}$$

$$V = 0,33\text{m}, \quad R_0 = 0,3\text{m}, \quad R = \frac{\Phi}{2} = 4,5$$

$$a = 0,5 \text{ (par le tableau 10),}$$

$$\lambda_d = 1,53 \text{ et } \lambda_s = 1,2 \text{ (Tableau IV.11).}$$

$$E_a = E_B = 400 \text{ bars (sol homogène)}$$

$$w = \frac{1 + 0,33}{3 \cdot 400} 15,14 \cdot 0,3 \left( 1,53 \frac{4,5}{0,3} \right)^{0,5} + \frac{0,5}{4,5 \cdot 400} 15,14 \cdot 1,2 \cdot 4,5 = 0,055\text{m} = 5,5\text{cm}$$

✓ **Puits n° 10 (sol bicouches)**

**Capacité portante**

$$\text{Diamètre} = 11\text{m}, \quad \text{longueur} = 18\text{m}$$

$$q_{ad} = \frac{k}{3} (Pl_e^* - P_0) + q_0$$

$$Pl_e^* = \sqrt{11 \cdot 28 \cdot 36} = 22,29 \text{ bars}$$

L'encastrement équivalent ( $D_e$ ) :

$$D_e = \frac{1}{Pl_e^*} \int P_l \cdot z \cdot dz$$

$$\int P_l \cdot z \cdot dz = 214$$

$$D_e = \frac{214}{22,29} = 9,60\text{m}$$

$$\frac{D_e}{R} = \frac{D_e}{\frac{\Phi}{2}} = \frac{9,60}{4,5} = 2,13$$

D'après l'abaque de Menard (Fig. IV.3) et les tableaux IV.8 et IV.9,  $k=3$  :

$$q_0 = q_1 + q_2 \quad (q_1 : \text{L'argile et } q_2 : \text{grés})$$

$$q_{\text{argile}} = \gamma \cdot z_{\text{argile}} = 1,9\text{t/m} \cdot 3,8\text{m} = 1,52 \text{ bars}$$

$$q_{\text{grés}} = \gamma \cdot z_{\text{grés}} = 2,4\text{t/m} \cdot 3,10\text{m} = 2,40 \text{ bars}$$

$$q_0 = 1,52 + 2,40 = 3,92 \text{ bars}$$

$$P_{0\text{argile}} = k_{0\text{argile}} \cdot q_{\text{argile}}$$

$$k_{0\text{argile}} = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 14 = 0,758$$

$$P_{0\text{argile}} = 0,758 \cdot 1,52 = 1,15 \text{ bars}$$

$$P_{0\text{grés}} = k_{0\text{grés}} \cdot q_{\text{grés}}$$

$$k_{0\text{grés}} = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 30 = 0,5$$

$$P_{0\text{grés}} = 0,5 \cdot 2,40 = 1,20 \text{ bars}$$

$$P_0 = P_{argil} + P_{grés} = 2,35 \text{ bars}$$

$$q_{ad} = \frac{k}{3}(Pl_e^* - P_0) + q_0 = \frac{3}{3}(22,29 - 2,38) + 3,92 = 23,83 \text{ bars}$$

### Calcul de tassement

$$w = \frac{1}{3} \frac{1 + \nu}{E_B} P \cdot R_0 \left( \lambda_d \frac{R}{R_0} \right)^a + \frac{a}{4,5 \cdot E_a} P \cdot \lambda_s \cdot R$$

$$\frac{L}{2R} = 3,27 \text{ Qui donne par le de tableau IV.11, } \lambda_s = 1,2 \quad , \lambda_d = 1,53$$

D'après le tableau IV.10 ,  $a = 0,33$  ,

$$\nu = 0,33 \quad , R = 4,5 \quad , R_0 = 0,3$$

$$P = q_{ad} - \gamma = 23,83 - 2,4 = 21,37$$

$$\frac{1}{E_1} = \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{1}{170} + \frac{1}{600} \right) \right] = 0,0037 \Rightarrow E_1 = 333 = E_A$$

$$E_B = \frac{3,6}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}}}$$

### On calcule

$$\frac{1}{E_2} = \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{1}{600} \right) + \left( \frac{1}{1100} \right) \right] = 0,0012$$

$$\frac{1}{E_{3/4/5}} = \frac{1}{4} \left[ \left( \frac{1}{1100} \right) + \left( \frac{1}{1600} \right) + \left( \frac{1}{850} \right) \right] = 0,0009$$

$$E_B = \frac{1}{0,0037 + \frac{1}{0,85} (0,0012) + 0,0009} = 500$$

$$E_A = 333, \quad E_B = 500$$

Donc :

$$w = \frac{1}{3} \frac{1 + 0,33}{500} 21,37 \cdot 0,3 \left( 1,53 \frac{4,5}{0,3} \right)^{0,33} + \frac{0,33}{4,5 \cdot 333} 21,37 \cdot 1,2 \cdot 4,5 = \frac{20,85}{972} = 0,025 + 0,02$$

$$w = 0,045 \text{ m} = 4,5 \text{ cm}$$

## Conclusion

Les résultats des essais en laboratoire et in-situ ont contribué à un descriptif des conditions géotechniques du site.

Les calculs des fondations basés sur l'exploitation des résultats de l'essai pressiométrique

Le tassement est faible (1à2 cm) au niveau de fondation rocheux (grés numidien) sur les appuis (4, 5, 8, 11) que dans les argiles sur les appuis (2, 3, 6, 7, 10).

Les résultats des calculs de la capacité portante des fondations fiable donc aucun risque de portance menacer l'ouvrage.

***Conclusion***  
***Générale***

## Conclusion générale

Le travail menée dans notre mémoire de fin d'étude consiste à une étude géologique, géophysique et géotechnique, réalisée sur site destinée à recevoir le projet du viaduc Menar, ont conduit à identifier la nature des couches géologiques pour le projet de fondation d'élément de support du viaduc, et de nombreux paramètre mécanique, et physique qui caractérisent le comportement d'un sol naturel par les différents types d'essais de laboratoire et en place, nous avons effectué les calculs appropriés pour les fondations.

En fin, nous avons constaté à travers cette étude que :

- Les couches qui forment essentiellement notre site sont constituées de deux grandes formations à savoir, une couche de tout venant d'Oued Menar (sable, graviers, galets), et des couches argileux avec des passages de grés (bancs décimétriques à métriques). En générale les sols du site présentent des densités moyennes à élevées, et une cohésion élevée pour les argiles.
- Un système de fondation profond (groupe des pieux), et peu profond (puits) été proposée avec différentes géométries, et par conséquent différents capacités portante ;
- Les caractéristiques du sol des fondations sont très hétérogènes, variant d'une position de pile à l'autre, ceci nous a poussés à vérifier la capacité portante et faire le calcul des déformations, soit – déplacements des fondations ;
- Le diamètre et la profondeur du puits ont été définis en fonction de chaque position de pile de l'ouvrage ;
- Ainsi on a assuré la capacité portante requise et la stabilité des fondations, ainsi que le déplacement vertical admis (allant à 1.5 à 5.5cm).

# *Bibliographie*

## **Référence bibliographique**

- Benzaid R. (2011).** *Les essais in-situ en géotechnique .Réalisation et interprétation. Editions universitaires Européennes, 107 p.*
- Bouafia A. (2005)** .*Calcul pratique des fondations et des soutènements, p.p 186-187.*
- Bouillin J.P. (1977).** *Géologie Alpine de la Petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El-Milia (Algérie), thèse Doct. Uni.Curie, 511P.*
- Bouillin, J.P. & Raoult, J.F. (1971):** *Présence sur le socle Kabyle du constantinois d'un olistostrome lié au charriage des flyschs; le Numidien peut être un néo-autochtone? Comte Rendu : Somm. Soc. Géol. France, 7 :117P.*
- Chapellier D. et Mari J-L. (2000).** *Principe de base. Cours online de géophysique. Université Lausanne. Suisse, p.34.*
- Chapplier D. (2000).***Prospection électrique de surface. Université Lausanne .Suisse, p.99.*
- Chibani M. (2012).***a entrepris l'étude d'investigation géophysique du site Oued Menar. Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Filiale Est Unité de Skikda.*
- Chouteau M.et Giraux B. (2006).***Géophysique appliqué méthode électrique. Université Lausanne. Suisse, p., p., p.81.*
- Djellit H. (1987).** *Évolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et la polarité de mise en place des nappes de flysch en petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse doct. Univ. De Paris-Sud Centre d'Orsay. 214p.*
- Durand Delga M. (1955).** *Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris. Carte géol. Algérie.*
- Frank R. (1999).** *Calcul des fondations superficielles et profondes, p.p102-103*
- Gélard, J.P., 1969.** *Le flysch à base schisto-gréseuse de la bordure méridionale et orientale du massif de Chellata : le flysch Mauritanien (grande Kabylie). Bull. Soc. Géol. Fr., (7) t. XI, pp. 676-686.*
- Laboratoire Central Des Ponts et des Chaussé. Paris (L.C.P.C) .*
- Lahonder J.C. (1979).** *Datation de numidien d'Algérie orientale conséquences structurales. Paris.*
- Lesparre N. (2011).** *Mise en point d'une méthode de tomographie utilisant les muons d'origine cosmique. Application au laboratoire souterrains de mont terre et volcan de la soufrière de Guadeloupe. Doctorat de l'institut de physique du globe de Paris.*
- Magnin O. (2007).** *Cours de sismique réfraction appliqué. Université Lausanne. Suisse.*

**Ménard L. (1975).** Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Notice générale, centre d'études géotechniques. Paris, p.41.

**Normalisation française XP P 94-011.** Description – identification – dénomination des Sols.

**Pipenbaher M. (2013).** viaduc sur oued Menar .présentation du projet phase de l'APD. Entrepreneur principale SAPTA. Mila.

**Raoult J. F. (1969).** La série de Tengout. Unité externe de la dorsale kabyle annonçant le flysch de Penthièvre (nord de constantinois, Algérie). C.R.ACAD. Sci, Paris.

**Raoult J.F. (1974).** Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie). Thèse Mém. Soc. Géol. France.

**Robin C. (1970).** Etude géodynamique du massif volcanique du Cap Cavallo, El -Aouana, Algérie, 2e série N°10. Thèse 3ème cycle, Paris, p.p130.

**Rouikha Y. (2008).** Étude géologique et géomécaniques des roches carbonaté de la région Jijel (sidi bouazza-chahna-Chakfa). Magister Université Jijel.

**Sebai M(2012).** Reconnaissances géotechniques d'un viaduc sur Oued Menar. L.C.T.P. Mila

**Valanté M. (1997).** méthodologie de la prospection géoélectrique appliquée. Université Lausanne. Suisse.

**Site web:**

<http://earth.google.com>



## Liste des figures

<b>Figure I.1:</b> Situation géographique du site étudié.....	3
<b>Figure I.2:</b> Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003 (C.G.S).....	4
<b>Figure I.3:</b> Présentation d'une photo future du viaduc ( <i>Pipenbaher 2013</i> ).....	5
<b>Figure II.1 :</b> Schéma structural de la méditerranée occidentale.(M. Durand Delga , 1969)....	6
<b>Figure II.2:</b> Carte géologique de site étudiée (extrait de la carte géologique Tamescuida au Échelle 1/50000 (d'après Bétier, 1946).....	12
<b>Figure II.3:</b> Colonne lithologique synthétique du flysch numidien (d'après djellit, 1987 modifie).....	13
<b>Figure II.4:</b> Coupe géologique montrant la structure tectonique du site du viaduc.....	16
<b>Figure III.1:</b> Sismique réfraction.....	19
<b>Figure III.2:</b> La propagation des ondes dans une bicouche.....	20
<b>Figure III.3:</b> Les hodochrones milieu à une couche d'épaisseur constante.....	20
<b>Figure III. 4 :</b> Tomographie sismique s'effectuent entre deux forages.....	22
<b>Figure III.5:</b> Schéma de prospection électrique.....	23
<b>Figure III.6 :a)</b> Le dispositif de Wenner et <b>b)</b> le dispositif de Schlumberger.....	24
<b>Figure III.7:</b> Plan d'implantation des profils du site étudié.....	25
<b>Figure III.8:</b> Plans d'implantation des profils GP1 et GP2.....	26
<b>Figure III.9:</b> Pseudo-section du profil électrique.....	27
<b>Figure III.10:</b> Profil de trainés électriques multi-profondeur.....	27
<b>Figure III.11:</b> Profil tomo.electr.derésistivités apparentes.....	28
<b>Figure III.12:</b> Profil de tomographie sismique.....	29
<b>Figure III.13:</b> Coupe Géo Sismique.....	30
<b>Figure III.14.a :</b> Carte iso-résistivité à 2m de profondeur <b>b :</b> carte iso-résistivité à 2m de profondeur. ....	31
<b>Figure.III.15.a:</b> Carte iso-résistivité à 10m de profondeur. <b>b:</b> carte iso-résistivité à 10m de profondeur.....	32
<b>Figure IV.1:</b> Diagramme de Casagrande.....	41
<b>Figure IV.2:</b> Coupe géotechnique au niveau de projet d'après les sondages carottés.....	43

<b>Figure IV.3:</b> Détermination de coefficient de proportionnalité K d'après Menard.....	46
<b>Figure IV.4:</b> Décomposition du terrain pour le calcul des modules pressiométriques équivalent.....	49
<b>Figure IV.5:</b> Schéma de calcul de la résistance en pointe d'un pieu (Benzaid, 2011).....	50
<b>Figure IV.6:</b> Courbes de frottement latéral(LCPC).....	53

### Liste des photos

<b>Photos I.1:</b> Photos satellite du site (Google earth).....	2
<b>Photos I.2:</b> Représentant la réalisation des puits.....	5
<b>Photos II.1:</b> Les formations du flysch numidien.....	14
<b>Photos II.2:</b> Les bancs de grés.....	14
<b>Photos II. 3:</b> Les argiles sous numidiennes.....	15
<b>Photos II.4:</b> Eboulis des pentes.....	15
<b>Photos II.5:</b> Formations alluvionnaires.....	16

## Liste des tableaux

<b>Tableau III.1</b> : Vitesses sismiques pour quelques terrains.....	18
<b>Tableau III.2</b> : Les valeurs typiques de résistivités, Nature des terrains .....	23
<b>Tableau III.3</b> :L'interprétation de trainés électrique à multi-profondeur.....	28
<b>Tableau III.4</b> : L'interprétation de tomographie sismique à multi-profondeur.....	30
<b>Tableau III.5</b> : La nature de sol selon la résistivité et la vitesse des ondes avec une profondeur 2m (figures 14a-b).....	31
<b>Tableau III.6</b> : La nature de sol selon la résistivité et la vitesse des ondes avec une profondeur 10-12m (figures 15a-b).....	32
<b>Tableau IV.1</b> : Géologique et lithologiques du site (Mila, L.C.T.P. 2012).....	37
<b>Tableau IV.2</b> : Les résultats des essais physiques.....	40
<b>Tableau IV.3</b> : Les résultats extrêmes des essais des limites d'atterberg.....	41
<b>Tableau IV.4</b> : Les résultats des essais mécaniques.....	42
<b>Tableau IV.5</b> : Résultats des analyses chimiques.....	43
<b>Tableau IV.6</b> : Caractéristiques des fondations.....	44
<b>Tableau IV.7</b> : Type de sol en fonction de la pression limite.....	46
<b>Tableau IV.8</b> : Valeurs de $\underline{K}_p$ (pour les terrains homogènes).....	46
<b>Tableau IV.9</b> : Valeurs de Coefficient (a) selon Ménard.....	48
<b>Tableau IV.10</b> : Coefficients de forme selon Menard $\lambda_s$ et $\lambda_d$ .....	48
<b>Tableau IV.11</b> : Valeurs du facteur de portance pressiométrique(LCPC).....	51
<b>Tableau IV.12</b> : Catégories conventionnelles des sols. (LCPC).....	51
<b>Tableau IV.13</b> : Le choix de la courbe de frottement latérale. (LCPC).....	52
<b>Tableau IV.14</b> : Capacités portantes du projet et les affaissements pour les fondations par l'exploitation des résultats pressiométriques.....	55

# *Annexes*



المخبر المركزي للأشغال العمومية  
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: Sc 01

ETUDE : Invest géotech Oued Menar

LIEU : Milla

CLIENT : SAPTA

DATE DEBUT :

PROFONDEUR TOTALE : 50 ML

BOUE DE FORAGE :

DATE FIN :

COORDONNEES : X = 8 837.400 Y = 19 303.400

TYPE FORAGE : Carotté verticale

NIVEAU NAPPE : m

Z = 1 095.77

TYPE DE MACHINE : Térédo

Prof (m)	Récupération φ 25 50 75 100	S.P.T.	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu (Bar)	φ <sub>u</sub> (%)	W <sub>n</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (Tm <sup>3</sup> )	I <sub>p</sub> (%)	Classe T.P.C.	Type B et d
1,5															
3,0	85%							Argile sableuse de couleur brunâtre							
4,5		14				4,00 4,00									
6,0		18						Mame argileuse de couleur grisâtre							
7,5	85%														
9,0		50													
10,5															
12,0		50				12,00 13,00									
13,5															
15,0		23													
16,5						17,00 17,00									
18,0		24				18,70 19,00									
19,5	90%							Mame compacte friable par partie							
21,0		24				21,50 22,00									
22,5															
24,0		37													
25,5															
27,0		43				26,00 26,00									
28,5						28,50 28,50									
30,0															

Prof (m)	Récupération				S.P.T	K.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echaut	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu	φ <sub>L</sub>	W <sub>n</sub>	γ <sub>d</sub>	I <sub>p</sub>	Clas. IPR	Type Boré	
	φ	ST	SC	TS																TR
31,5																				
33,0										31,30 31,60										
34,5																				
36,0																				
37,5																				
39,0										31,80 31,90										
40,5																				
42,0																				
43,5																				
45,0																				
46,5																				
48,0																				
49,5																				
51,0																				



Sondage Sc 01 Caisse 04 : 20.00 – 27.00 mètres de profondeur



المخبر المركزي للأشغال العمومية  
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: SC 10

ETUDE : Investigations géotechniques Oued Menar

LIEU : M8a

CLIENT : SAPTA

DATE DEBUT :

PROFONDEUR TOTALE : 40 ML

BOUE DE FORAGE :

DATE FIN :

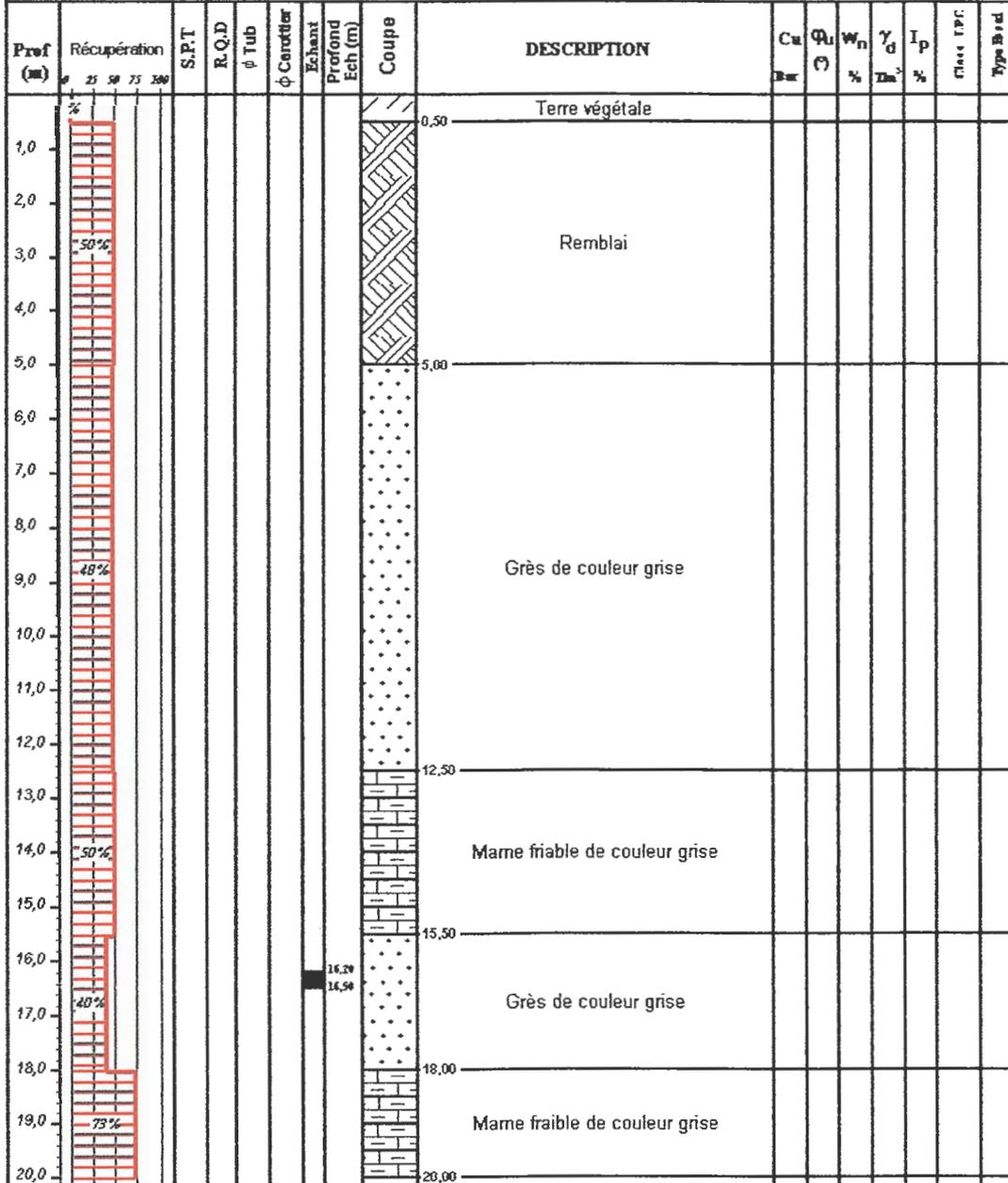
COORDONNEES : X = 9 143.863 Y = 18 895.927

TYPE FORAGE : Carotté verticale

NIVEAU NAPPE : m

Z =

TYPE DE MACHINE : Galaxy



Programme: Solter's 2000 C

Prof (m)	Récupération	S.P.T	R.Q.D	Ø Tub	Ø Carottier	Échant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	C <sub>u</sub> Pa	Q <sub>u</sub> Pa	W <sub>n</sub> %	γ <sub>d</sub> t/m <sup>3</sup>	I <sub>p</sub> %	Classe ISR	Type Dred
24,0																
25,0	75%															
26,0																
27,0							26,30									
28,0							27,30									
29,0																
30,0								29,30								
31,0																
32,0																
33,0																
34,0																
35,0	25%															
36,0																
37,0																
38,0																
39,0																
40,0								40,80								



Sondage Sc 10 Caisse 2 : 10.50 – 20.50 mètres de profondeur



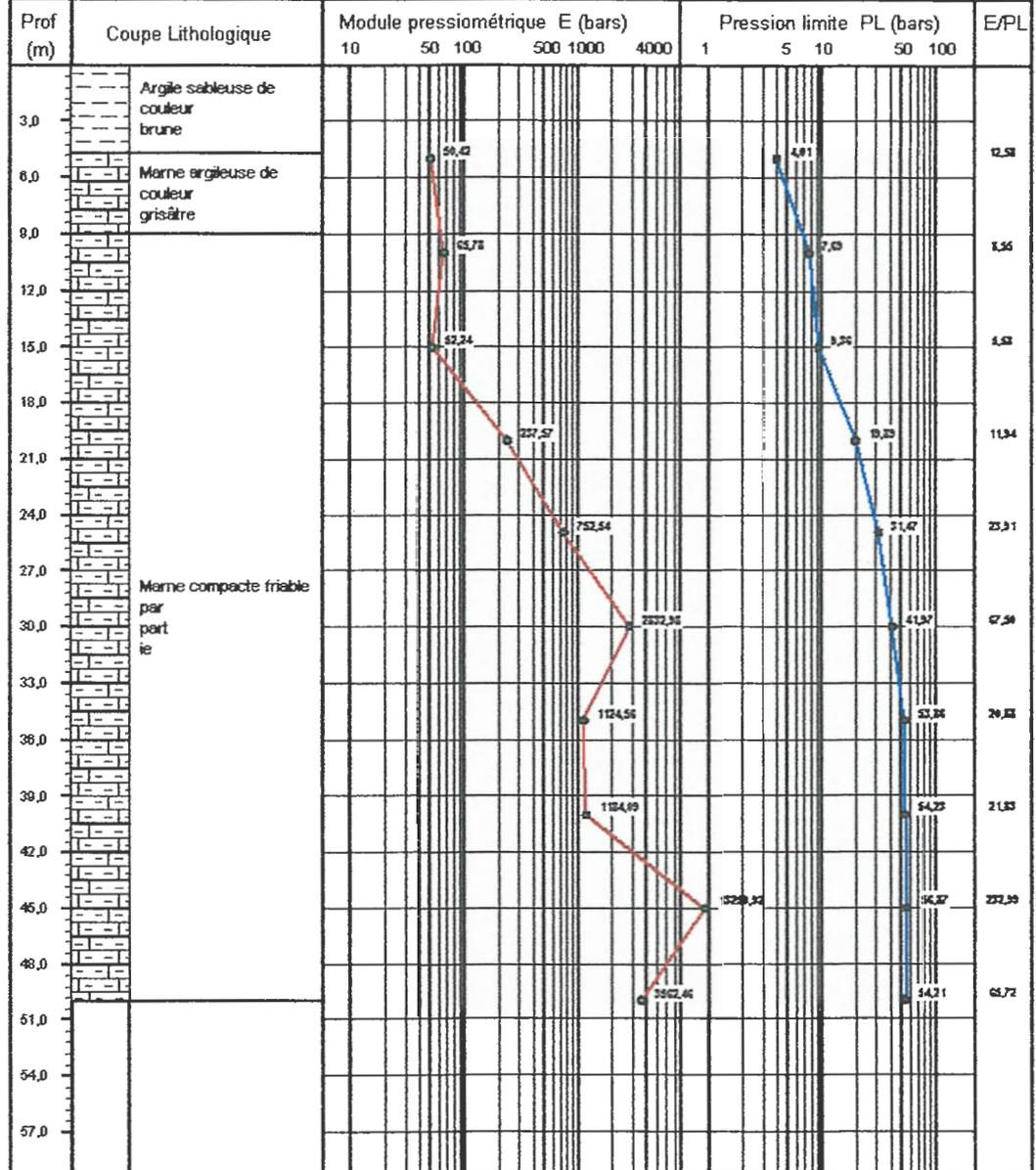
### SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : Investigation géotech viaduc Oued Menar  
N°Dossier : 31-12-0  
Lieu : MIRA  
Client : SAPTA  
Sondage N° : SP 01

Type d'appareil : Apagéo

Date essai : 05/05/2012 au 22/05/2012  
Volume de la sonde <V<sub>0</sub>> (cm<sup>3</sup>) : 535  
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1  
Profondeur nappe / TN (m) :





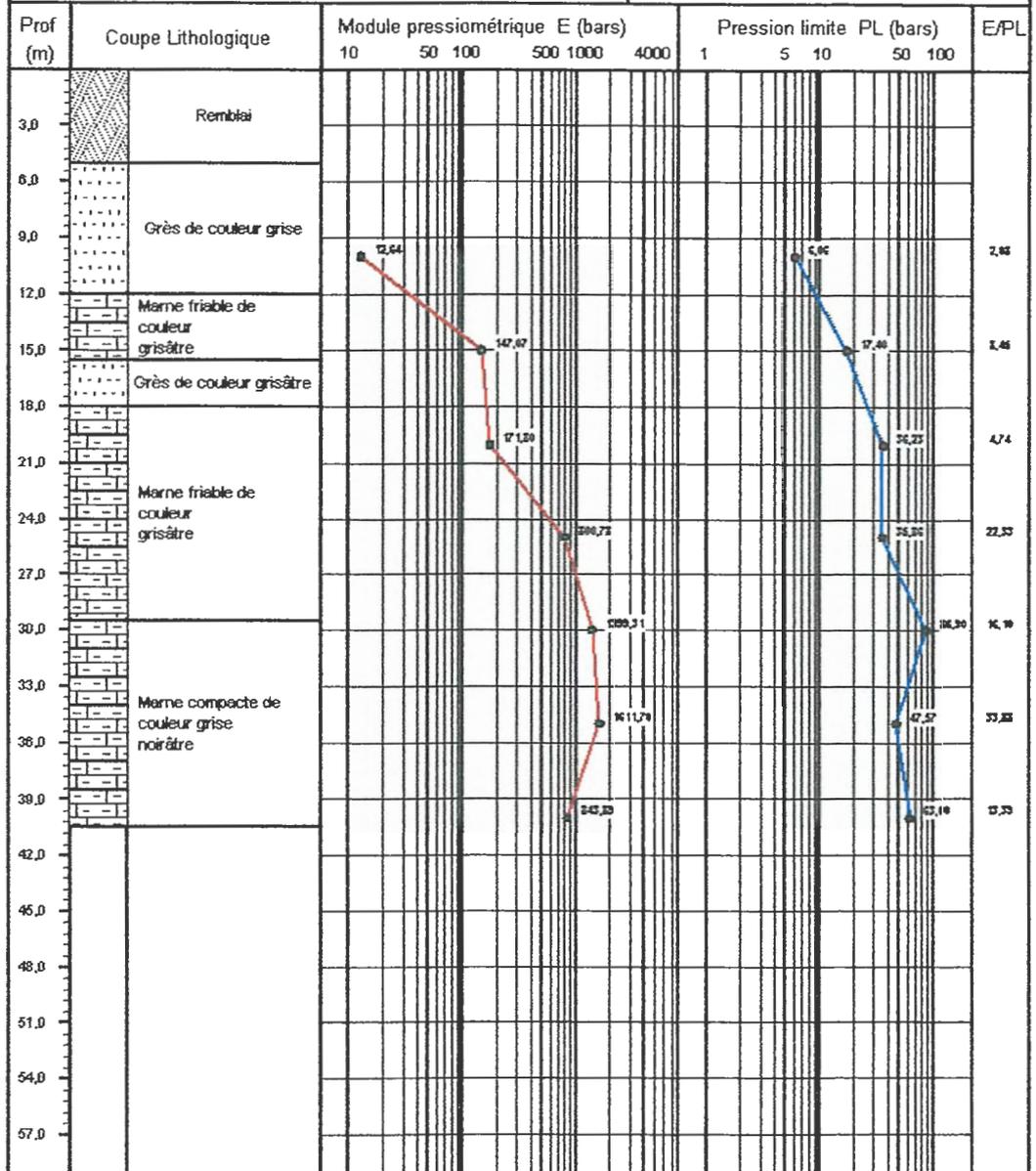
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : Investigations géotechniques viaduc sur Oued Menar  
N°Dossier :  
Lieu : Mla - Jijel  
Client : SAPTA  
Sondage N° : SP 10

Date essai : 06/09/2012 au 27/09/2012  
Volume de la sonde <Vo> (cm<sup>3</sup>) : 560  
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1  
Profondeur nappe / TN (m) :

Type d'appareil : Apagéo





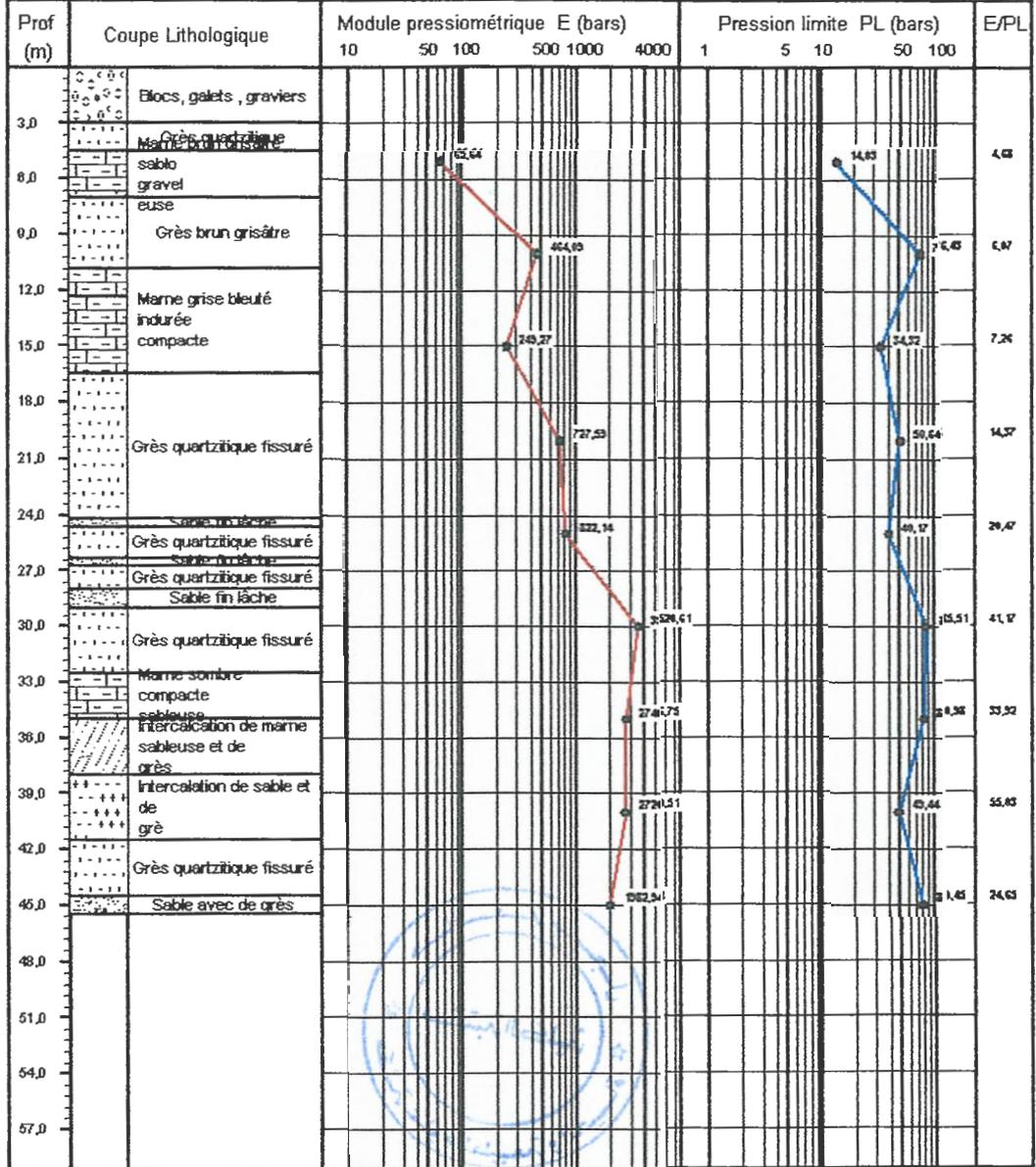
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : Investigations géotechniques Oued Menar  
N°Dossier : 31-12-0130  
Lieu : Mila  
Client : SAPTA  
Sondage N° : SP F 11

Type d'appareil : Apagéo

Date essai : 09/08/2012 au 29/08/2012  
Volume de la sonde <math>V\_0</math> (cm<sup>3</sup>) : 399,5  
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1  
Profondeur nappe / TN (m) :



## Résumé

Ce mémoire présente une étude des caractéristiques géologiques, géophysiques et géotechniques sur le site d'Oued Menar commune Ain Sebt, wilaya de Sétif, destiné pour le projet d'un viaduc sur la route nationale RN 77 reliant la ville de Jijel à Sétif.

D'après cette études le site est caractérisé en générale par :

- des reliefs très incliné.
  - terrain très accidenté et glissant.
  - nature géologiques des terrains hétérogène (argiles, grés)
- Selon les fondations du viaduc réalisé des puits (peu profond) et des pieux (profond).

## Abstract

This research paper presents the properties of geological, geophysical and geotechnical site dedicated to the creation of a work of art represented in the Menar Bridge Wade Municipality appointed Ain sebt, Sétif at the level of National Road 77, which connects between the mandate of Jijel and Sétif.

According to the study site is characterized in general by:

- reliefs very inclined.
- very rugged terrain and sliding dirt.
- Geological-heterogeneous nature of land (clays, sandstones)

According to the foundations of the viaduct made wells (superficial) and stakes (deep).

## ملخص

هذه المذكرة تقدم دراسة للخصائص الجيولوجية والجيوفيزيائية و الجيوتقنية للموقع المخصص لإنشاء عمل فني المتمثل في جسر واد منار ببلدية عين السبت ولاية سطيف على مستوى الطريق الوطني رقم 77 الذي يربط بين ولاية جيجل وسطيف.

وبعد هذه الدراسات الموقع يتميز عموما بـ :

- تضاريس شديدة الانحدار
  - الأرضية زلقة و شديدة الانكسار.
  - الطبيعة الجيولوجية للطبقات مختلفة بين طينية و صخرية (صخر رملي)
- أساسات الجسر تختلف بين عميقة و سطحية.