

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

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

جامعة محمد الصديق بن يحيى جيجل

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



كلية علوم الطبيعة و الحياة  
قسم : علوم الارض و الكون

## Mémoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme : Master Académique  
en Sciences de la Terre et de l'Univers

Filière : Géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique

### Thème

Etude de faisabilité des fondations d'un Viaduc V-056.6 du PK  
56+549 au PK 56+867, pénétrante autoroutière Djendjen El-  
Eulma, wilaya de Mila (Nord-Est Algérien)

#### Membres de Jury

Président : HAMADOU Noureddine  
Examineur : KEBAB Hamza  
Encadrant : BAGHDAD Abdelmalek

#### Présenté par

Boudaoudi Alaeddine  
Cherafa Alaeddine

Année Universitaire 2021-2022

Numéro d'ordre (bibliothèque) : .....



# *Remerciements*

Nos remerciements s'adressent tout d'abord à Dieu le tout puissant de nous avoir donné tous ce que nous possédons et de nous avoir guidé vers le chemin du savoir.

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadrant Mr: **Baghdad Abdelmalek**, enseignant au département des sciences de la Terre et de l'univers d'avoir accepté de nous encadrer, pour son aide, ses précieuses recommandations, et pour sa disponibilité durant toute la période de notre travail.

Nos vifs remerciement vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, on remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

*CHERAF A LAEDDINE et BOUDA OUDI A LAEDDINE*



# *Dédicace*

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers **Parents**

Qui ont toujours été là pour moi, m'ont donné un magnifique modèle de persévérance et qu'ils sont très fières de ce que je suis aujourd'hui.

À mon cher frère : **Bilal** et sa famille (**Rokia** et **Shehab**) ;

À mes chers frères : **Zakaria** et **Ibrahim** ;

À ma chère sœur : **Amel** et son fils **Diaa El Dinne** ;

À ma grande famille : **Cherafa**

À mon cher collègue : **Alaeddine** de ces efforts énormes durant la réalisation de ce travail, je lui souhaite une bonne continuation et un grand succès dans sa vie.

À tous mes collègues de promotion 2022.

À toutes les personnes m'ayant consacré un moment pour m'aider et me conseiller.

À tous ceux qui, de loin ou de près, ont contribué à la réalisation de ce travail.

**CHERAFALAEDDINE**





# *Dédicace*

*Louange À Dieu, le miséricordieux, sans lui rien n'aurait pu être.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents « Abd elhamide et salima » et je souhaite seulement que dieu leurs donne  
longue vie.*

*À mon grand-père « Mahmoud »*

*En hommage à des personnes les plus proches, que Dieu leur fasse miséricorde « ma grand-père*

*Ali, Mes grand-mères Nouara et Elyakout, mon oncle Rachid »*

*À Mon frère et sa femme et ses fils « Bilal et Manal »*

*À mes sœurs « Samra, Sihame, Aida, Chaima »*

*À Mes cousins et cousines, spécialement : Abdelmadjid et Abdelwakil.*

*À tous mes amis chacun à son nom.*

*À mon cher collègue : Alaeddine pour ces énormes efforts fournis lors de la réalisation de ce  
travail, je lui souhaite une bonne continuation et un grand succès dans sa vie.*

*À tous mes collègues de promotion 2022.*

*À toutes les personnes m'ayant consacré un moment pour m'aider et me conseiller.*

*À tous ceux qui, de loin ou de près, ont contribué à la réalisation de ce travail.*

***BOUDAUDI ALAEDDINE***



## SOMMARE

REMERCIEMENTS .....	I
DEDICACE .....	II
INTRODUCTION GENERALE .....	1

## SOMMAIRE

### CHAPITER I. Généralités sur le site

I.1. Présentation de zone d'étude .....	3
I.2. Contexte géomorphologique .....	5
I.2.1. Relief .....	5
I.2.2. Carte des pentes .....	5
I.3. Climat.....	6
I.4. Végétation .....	7
I.5. Réseau hydrographique.....	7
I.6. Sismicité.....	8
I.7. Conclusion .....	10

### CHAPITER II : Contexte géologique

II.1. Introduction .....	12
II.2. Aperçu sur la géologie du Nord de l'Algérie .....	12
II.3. Le domaine interne .....	12
II.3.1. Le socle kabyle .....	13
II.3.2. La couverture sédimentaire du socle kabyle .....	13
II.3.2.1. La dorsale kabyle ou chaîne calcaire .....	13
II.3.2.2. Les formations de l'Oligo-Miocène kabyle et les Olistostromes .....	14
II.4. Le domaine des flyschs.....	14

II.4.1. Le flysch Mauretaniien .....	14
II.4.2. Le flysch Massylien.....	15
II.4.3. Le flysch Numidien .....	15
II.5. Domaine externe.....	15
II.5.1. Les formations de l'avant pays.....	16
II.6. Les formations post-nappes .....	17
II.7. Géologie locale .....	17
II.7.1. Nappe tellienne.....	17
II.7.2. Les formations de la nappe numidienne.....	18
II.7.3. Les formations du Quaternaire .....	20
II.8. Conclusion .....	20

### **CHAPITRE III : Reconnaissance géotechnique du site de projet**

III.1. Introduction .....	22
III.2. Campagne de reconnaissance géotechnique .....	22
III.2.1. Essais in situ.....	22
a) Sondages carottés .....	22
b) Sondages préssiométriques .....	25
c) Sondage Piézométrique .....	29
d) L'essai S.P.T (Standard Pénétration Test) .....	29
III.2.2. Essais au laboratoire.....	30
III.2.2.1. Essais physiques .....	31
a) Teneur en eau et poids volumique.....	31
b) Analyse granulométrique .....	32
c) Limites d'Atterberg .....	32

III.2.2.2. Essais mécanique .....	34
a) Essai de cisaillement rectiligne à la boîte.....	34
b) Essai de compressibilité à l'œdomètre .....	35
c) Essai de compression simple sur roche .....	36
III.2.2.3. Analyse chimique .....	37
III.3. Conclusion.....	38

## **CHAPITRE IV : Dimensionnement des fondations profondes de l'ouvrage**

IV.1. Introduction .....	40
IV.2. Présentation générale de l'ouvrage .....	40
IV.3. Présentation des paramètres de calcul.....	41
IV.3.1. Normes techniques.....	41
IV.3.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	42
IV.4. Descente de charge.....	42
IV.4.1. Combinaison des charges.....	42
IV.5. Dimensionnement des fondations de l'ouvrage .....	44
IV.6. Capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique .....	44
IV.6.1. Calcul de la charge limite totale $Q_l$ .....	45
IV.6.2. Calcul de la charge admissible aux états limites.....	49
IV.6.3. Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé.....	50
IV.7. Comportement d'un groupe de pieux.....	53
IV.7.1. Evolution de la capacité portante sous sollicitation axiales.....	53
IV.7.2. Détermination de la capacité portante du groupe de pieux.....	53
IV.7.2.1. A partir des résultats de l'essai Pressiométrique.....	53
IV.8. Conclusion .....	56



## CHAPITRE V : Modélisation de l'interaction sol – structure

V.1. Introduction .....	58
V.2. Logiciel SIGMA/W .....	58
V.3. Modélisation numérique par éléments finis .....	59
a) Discrétisation du maillage.....	59
b) Condition aux frontières .....	59
c) Propriété des matériaux.....	59
V.4. Application au projet du viaduc V 56,6 .....	60
a) Discrétisation du maillage.....	60
b) Définition des paramètres des matériaux.....	60
c) Génération du maillage .....	60
d) Charge de la superstructure .....	61
e) Visualisation des résultats.....	61
V.5. Conclusion .....	66

## Liste des Figures

<b>Figure I.1.</b> Plan de situation du viaduc 56.6 (extraite de la carte topographique de TAMSGUIDA 49 1/50000 et la carte topographique de DJEMILA 71 1/50000).....	4
<b>Figure I.2.</b> Carte orographique de région d'étude .....	5
<b>Figure I.3.</b> Carte des pentes de la région d'étude (carte MNT 30 m de résolution).....	6
<b>Figure I.4.</b> Carte pluviométrique de nord Algérie (ANRH, 1993).....	7
<b>Figure I.5.</b> Carte du réseau hydrographique du bassin versant d'oued el Dehamecha-Kebir amant .....	8
<b>Figure I.6.</b> Carte de zonage sismique du territoire national (RPA, 2003) .....	9
<b>Figure II.7.</b> Schéma structural de la méditerranée occidentale (Durand Delga et Fonboté, 1980) .....	12
<b>Figure II.8.</b> Carte schématique illustrant la répartition des différents domaines paléogéographiques (Lahondère, 1979) .....	16
<b>Figure .II.9.</b> Carte géologique de site étudiée (extraite de la carte géologique Tamesguida N°49 1/50000) .....	19
<b>Figure.II.10.</b> Coupe géologique de site .....	19
<b>Figure.III.11.</b> Implantation des sondages carottés selon la carte géologique de site étudiée (extraite de la carte géologique Tamesguida N°49 1/50000 .....	23
<b>Figure.III.12.</b> Photos illustrant les carottes obtenues au niveau du sondage SC02 .....	24
<b>Figure.III.13.</b> Coupe lithologique le long des sondages Sc01, Sc02 et Sc03 .....	24
<b>Figure.III.14.</b> Classification des sols selon l'abaque de plasticité de Casagrande .....	34
<b>Figure.IV.15.</b> Coupe transversale de l'ouvrage (SAPTA, 2018) .....	41
<b>Figure.IV.16.</b> Courbe de chargement axial d'un pieu (Frank, 2019) .....	45
<b>Figure.IV.17.</b> Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre (Frank, 1999) .....	47
<b>Figure.IV.18.</b> Définition de l'encastrement équivalent (Frank, 1999) .....	47
<b>Figure.IV.19.</b> Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu. (Fascicule n°62, titre V) .	48

<b>Figure.IV.20.</b> Schéma de conception de la semelle de la culée 01 .....	54
<b>Figure.IV.21.</b> Schéma de conception de la semelle de la Pile 02 .....	55
<b>Figure.V.22.</b> Exemple de génération du maillage et délimitation des conditions aux limites .....	61
<b>Figure.V.23.</b> Iso-valeurs de tassement vertical (Culée 01, groupe de pieux 4x2).....	62
<b>Figure.V.24.</b> Valeur maximale de tassement en mètre (culée 01).....	62
<b>Figure.V.25.</b> Iso-valeurs des contraintes totales moyennes (Culée 01). .....	63
<b>Figure.V.26.</b> Valeurs des contraintes totales moyenne en Kpa (culée 01).....	63
<b>Figure.V.27.</b> Iso-valeurs des tassements verticaux (Pile 02 groupe de pieux 4x3 ).....	64
<b>Figure.V.28.</b> Valeur maximale du tassement en mètres (Pile 02). .....	64
<b>Figure.V.29.</b> Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (pile 02). .....	65
<b>Figure.V.30.</b> Valeurs des contraintes totales moyennes en Kpa (pile 02). .....	65



## Liste des Tableaux

<b>Tab.I.1</b> : Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008) .....	9
<b>Tab.III.2</b> . Coordonnées UTM des sondages carottés (LNHC, 2015) .....	22
<b>Tab.III.3</b> . Description lithologique des sondages carottés (LNHC, 2015) .....	23
<b>Tab.III.4</b> . Résultats des sondages pressiométriques «SP01. SP02. SP03» (LNHC, 2015).....	26
<b>Tab.III.5</b> . Résultats des sondages pressiométriques «SP04. SP05. SP06» (LNHC, 2016).....	27
<b>Tab. III.6</b> . Classification des sols d'après EM/PL (Ménard, 1975) .....	28
<b>Tab III.7</b> . Classification des sites (RPA/99 version 2003).....	28
<b>Tab.III.8</b> . Les valeurs pour chaque pressiomètre (LNHC, 2016) .....	29
<b>Tab.III.9</b> . Résultats de lecture des niveaux piézométrique (LNHC, 2015).....	29
<b>Tab.III.10</b> . Résultats des essais SPT (LNHC, 2015).....	30
<b>Tab.III.11</b> . Propriétés physiques des sols (LNHC, 2015).....	31
<b>Tab.III.12</b> . Résultats des analyses granulométriques (LNHC, 2015) .....	32
<b>Tab.III.13</b> . Etat et type de sol en fonction de l'indice de plasticité (Sanglérat et Costet) 1983 ..	33
<b>Tab.III.14</b> . Résultats des limites d'Atterberg (LNHC, 2015) .....	33
<b>Tab.III.15</b> . Caractéristique mécaniques de sol (LNHC, 2015) .....	35
<b>Tab.III.16</b> . Résultats d'essais œdométriques (LNHC, 2015) .....	35
<b>Tab.III.17</b> . Classification des sols par l'indice de compressibilité Cc (G. Philipponnat et B. Hubert, 2003) .....	36
<b>Tab.III.18</b> . Classification de sol d'après le coefficient de gonflement .....	36
<b>Tab.III.19</b> . Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression simple RC.....	37
<b>Tab.III.20</b> . Valeurs de la résistance à la compression simple (LNHC, 2015) .....	37

<b>Tab.III.21.</b> Valeurs des Analyses chimiques des sols testés (LNHC, 2015) .....	38
<b>Tab.IV.22.</b> Récapitulatif de descente de charge pour les culées C1 et C2.....	43
<b>Tab.IV.23.</b> Récapitulatif de descente de charge pour les piles 01.....	43
<b>Tab.IV.24.</b> Récapitulatif des charges pour les culées C1 et C2 et le pile.....	44
<b>Tab.IV.25.</b> Définition des catégories conventionnelles de sols (Fascicule n°62, titre V) .....	45
<b>Tab.IV.26.</b> Valeurs du facteur de portance $K_p$ (Fascicule n°62, titre V) .....	46
<b>Tab.IV.27.</b> Choix de la courbe de frottement latéral unitaire $q_s$ (principaux type de pieux utilisés en ouvrage d'art) (Fascicule n°62, titre V) .....	49
<b>Tab.IV.28.</b> Résultats de calcul de la capacité portante d'n pieu isolé à partir des résultats de l'essai Pressiométrique.....	50
<b>Tabl. IV.29.</b> Résultats de calcul de la charge limite de groupe de pieux .....	54
<b>Tab.IV.30.</b> Tableau récapitulatif du système de fondation adoptée (charge limite du groupe de pieu, longueur) .....	56
<b>Tab.V.31.</b> Paramètres physico-mécaniques du sol de fondation et des pieux.....	60
<b>Tab.V.32.</b> La charge de la superstructure en fonction de l'appui.....	61
<b>Tab.V.33.</b> Valeurs des tassements du groupe de pieux des différents appuis. ....	66

---

## Résumé

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans la dynamique d'étude géotechnique, de conception et de dimensionnement des fondations profondes d'un ouvrage d'art, cas du viaduc V56.6 qui se localise entre le PK56+549 et le PK56+867, situé à la commune de Tassadan Haddada (Wilaya de Mila).

Une campagne de reconnaissance géologique et géotechnique a été menée au niveau du site afin de déterminer la nature lithologie et les caractéristiques physico-mécaniques des sols constituant le site. Les terrains devant recevoir l'ouvrage sont composés par des argiles limoneuses intercalées par des niveaux gréseux.

Sur la base des résultats de l'étude géotechnique, une démarche de dimensionnement des fondations profondes a été entreprise qui consiste à évaluer de la charge limite d'un pieu isolé et du groupe de pieux en prenant en considération la descente de charge de la superstructure et cela en se basant sur la méthode pressiométrique. L'estimation des déformations a été évaluée par modélisation numérique avec le code SIGMA/W qui a donné des valeurs largement admissibles, qui confirme le choix des systèmes de fondation adoptés.

**Mots-clés :** Tassadan Haddada, viaduc, pressiomètre, charge limite, groupe de pieux, tassement.

---

## Abstract

The present study is part of the dynamics of geotechnical study, design and dimensioning of the deep foundations of a work of art, case of the viaduct V56.6 which is located between the PK56+549 and the PK56+867, located in the town of Tassadan Haddada (Wilaya de Mila).

A geological and geotechnical reconnaissance campaign was carried out on the site in order to determine the nature of the lithology and the physico-mechanical characteristics of the soils making up the site. The land to receive the work is composed of silty clays intercalated by sandstone levels.

Based on the results of the geotechnical study, a deep foundation design approach was undertaken which consists of evaluating the limit load of an isolated pile and of the group of piles, taking into consideration the load descent of the superstructure and this based on the pressuremeter method. The estimation of the deformations was evaluated by numerical modeling with the SIGMA/W code, which gave largely admissible values, which confirms the choice of foundation systems adopted.

**Key words:** Tassadan Haddada, viaduct, pressuremeter, limit load, settlement, pile group.

---

## ملخص

مشروع التخرج يدخل ضمن ديناميكية الدراسة الجيوتقنية، تصميم و أبعاد الأساسات العميقة لمنشأة كبيرة متمثلة في الجسر V 56.6 الذي يقع بين النقطة الكيلومترية 56+ 594 و النقطة الكيلومترية 56+867 الواقعة في بلدية تسدان حدادة.

تم تنفيذ حملة استكشاف جيولوجية وجيوتقنية في الموقع من أجل تحديد طبيعة التربة والخصائص الفيزيائية الميكانيكية للتربة المكونة للموقع. تتكون الأرضية التي سيتم العمل فيها من طين طيني مقسم بمستويات من الحجر الرملي. بناءً على نتائج الدراسة الجيوتقنية، تم اتباع نهج تصميم الأساسات العميقة الذي يتكون من تقييم الحمل الأقصى للركيزة المعزولة ومجموعة الركائز، مع الأخذ في الاعتبار نزول حمولة البنية الفوقية. وهذا يعتمد على طريقة مقياس الضغط.

تم تقييم تقدير التشوهات من خلال النمذجة العددية برمز SIGMA/W الذي أعطى قيمًا مقبولة إلى حد كبير، مما يؤكد اختيار أنظمة الأساس المعتمدة.

**الكلمات المفتاحية:** تسدان حدادة، الجسر، جهاز قياس الضغط، قدرة التحمل، الانهيار، مجموعة الركائز.

---



# INTRODUCTION GÉNÉRALE

## **INTRODUCTION GENERALE**

La conception des grands ouvrages nécessite la réalisation de fondations sécurisés qui présente la partie la plus importante dans la construction de ces ouvrages, elles a pour rôle de supporter et de transmettre les charges de la superstructure au sol porteur qui doit être capable de porter ces charges. La nature d'assise et ces caractéristiques mécaniques influe de façon directe sur le choix de fondation (superficiel ou profonde), inadaptation des fondations superficielles permet le recours aux fondations profondes.

Notre démarche d'étude s'est basée sur une campagne de reconnaissance géologique et géotechnique afin d'avoir une idée sur la nature lithologie et les caractéristiques physico-mécanique des terrains de fondation. Dans ce projet, nous nous sommes intéressées à l'étude d'un viaduc (V.56.6) localisé au niveau du Pk PK56+549 et le PK56+867, situé dans la région de Tassadan Haddada (Wilaya de Mila) et faisant partie de la pénétrante autoroutière Djendjen El Eulma.

Le but de ce travail est de déterminer le mode de fondation sur pieux le plus efficace du point de vue technique et économique et d'effectuer une étude de dimensionnement des fondations profondes, basée sur la méthode pressiométrique, et à la suite effectuée une modalisation à l'aide du logiciel Geostudio (2018 R) (i.e. SIGMA/M) pour déterminer les déformations sous fondations.

Afin d'accomplir ce travail, nous avons divisé notre plan de travail en cinq chapitres comme suite :

- Chapitre I : Généralités sur le site du projet.
- Chapitre II : Contexte géologique.
- Chapitre III : Reconnaissance géotechnique du site de projet.
- Chapitre IV : Dimensionnement des fondations profondes de l'ouvrage.
- Chapitre V : Modélisation de l'interaction sol-structure.

Au terme de cette étude, nous aurons à présenter une conclusion générale reprenant l'essentiel de ce qu'on a appris et recensé comme méthode d'étude et de proposer des recommandations par rapport au choix de système de fondation proposé.

# CHAPITRE I

## GÉNÉRALITÉS SUR LE SITE DU PROJET



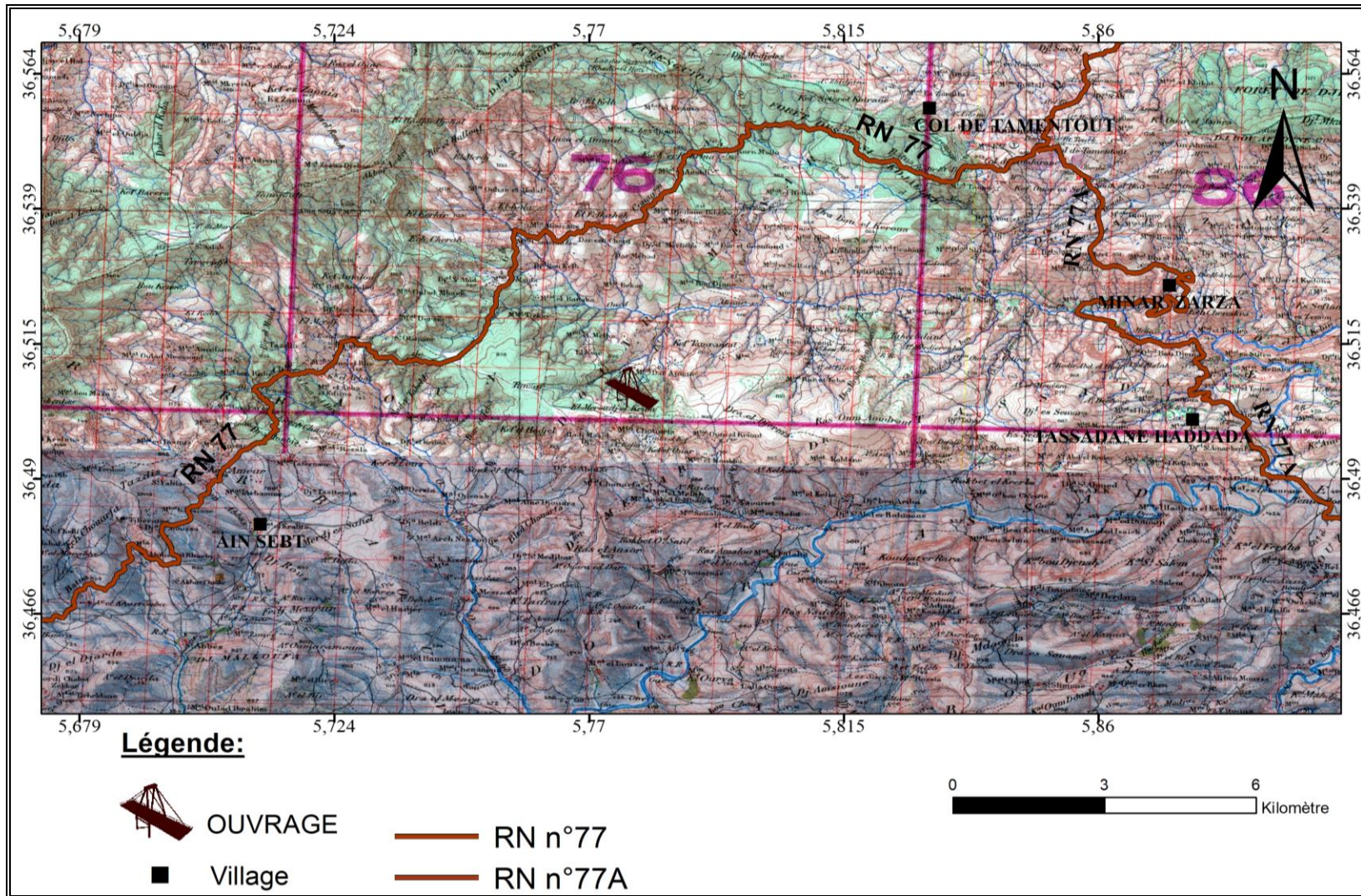
**I. Généralités sur le site****Situation géographique**

La wilaya de Mila se situe au Nord Est de l'Algérie et occupe une superficie totale de 3480,45 km<sup>2</sup> soit 0,14 % de la superficie du pays, la population de la wilaya est estimée dans l'année 2011 par 810370. Le chef-lieu de wilaya est distant de 50 km de Constantine, de 100 km de Jijel et de 450 km de capital Alger. La wilaya de Mila est limitée par la wilaya de Jijel au nord ; au nord-Est par la wilaya de Skikda ; au l'ouest par la wilaya de Sétif ; à l'est par la wilaya de Constantine ; au sud-Est par la wilaya d'Oum El Bouaghi ; au sud par la wilaya de Batna.

Le site d'étude est situé au Nord-Ouest du chef-lieu de la wilaya de Mila, plus précisément à 8,5 km au Sud-Ouest de la commune Minar Zarza, et à 9,5 km de la Daïra de Tassadan Haddada. Cette dernière est située au Nord-Ouest de Mila, au pied de la montagne de Sidi Mimoun (1646 m).

L'ouvrage d'art V56.6 objet d'étude fait partie de la pénétrante autoroutière qui relie le port de Djendjen à El Eulma sur une distance de 110 km, sa longueur est de 288 m est localisé dans la zone de Minar Zarza le long de la RN 77 à 8.5 km au Ouest de la commune de Minar Zarza, plus précisément dans la localité de Echwarfa-Tassadan du PK 56+549 au PK 56+836, selon les coordonnées géographiques (Figure I.1) :

- Latitude : 36.506389° N
- Longitude : 5.778056° E



**Figure I.1** Plan de situation du viaduc 56.6 (extraite de la carte topographique de TAMSGUIDA 49 1/50000 et la carte topographique de DJEMILA 71 1/50000)



## I.2. Contexte géomorphologique

### I.2.1. Relief

La région d'étude fait partie de l'atlas tellien, est une région montagneuse caractérisée par une topographie très contrastée. Le relief est marqué par une grande diversité morphologique. Il est représenté par des massifs culminants (plus de 1000 m), et des dépressions, et ravins assez profonds (Figure I.2).

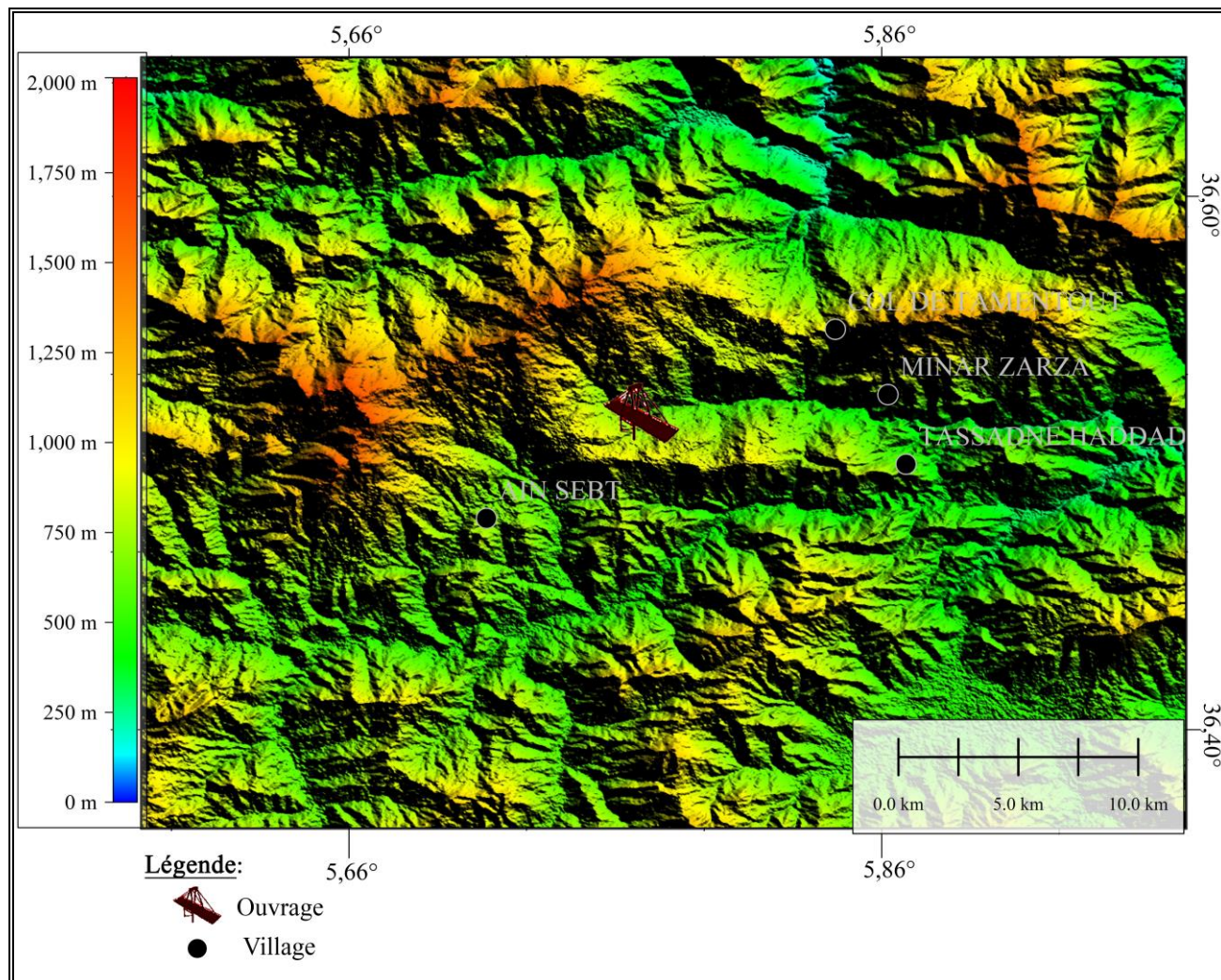


Figure I.2 Carte orographique de région d'étude.

### I.2.2. Carte des pentes

Dans le site étudié, la région étudiée permis de montrer cinq (05) classes de pentes, l'observation des données topographiques relevées, montrent assez bien des changements brusques de pentes.

La globalité du site présente une topographie irrégulière avec des pentes qui varient entre 8- 30 % (Figure I.3).

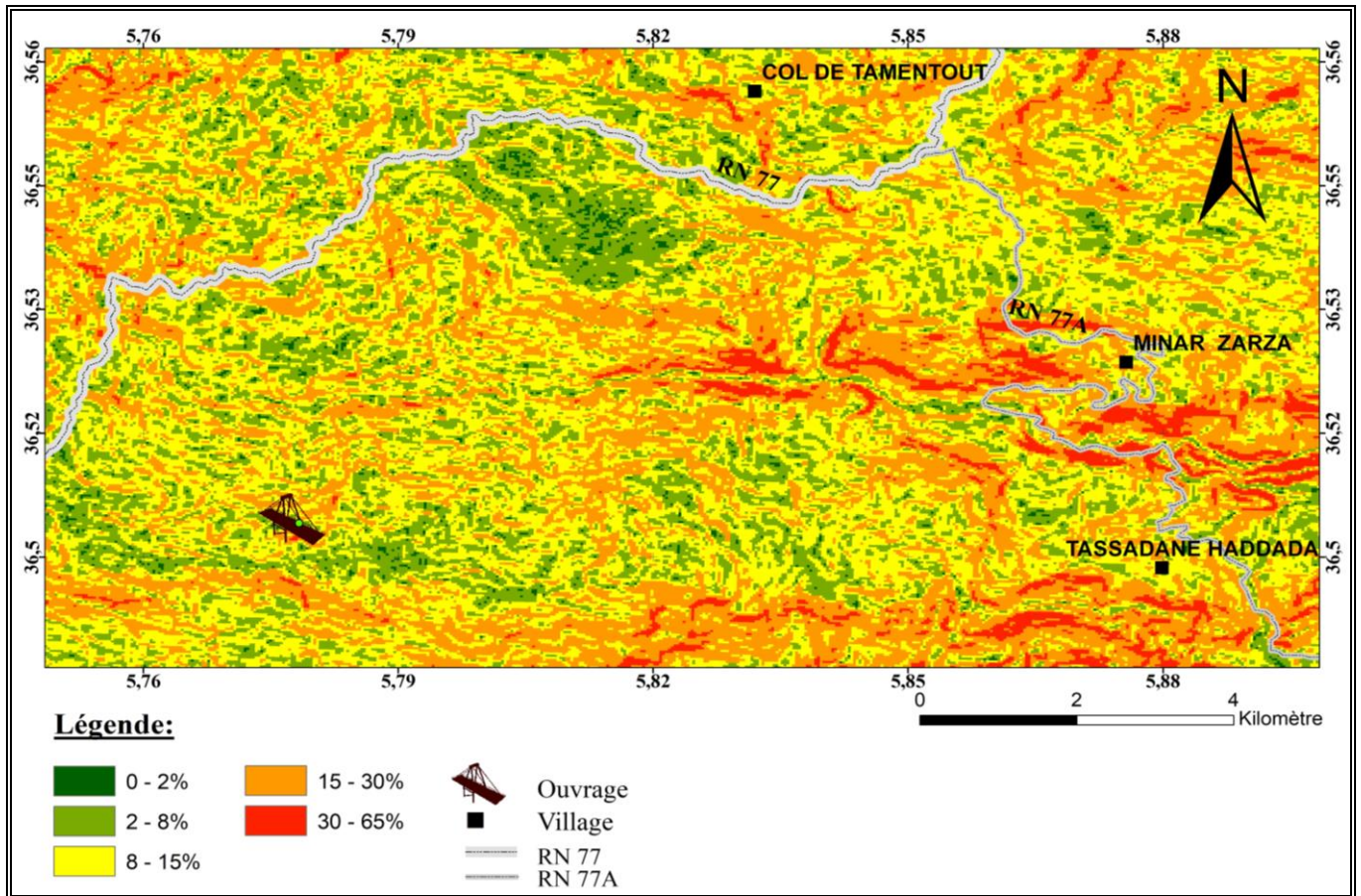
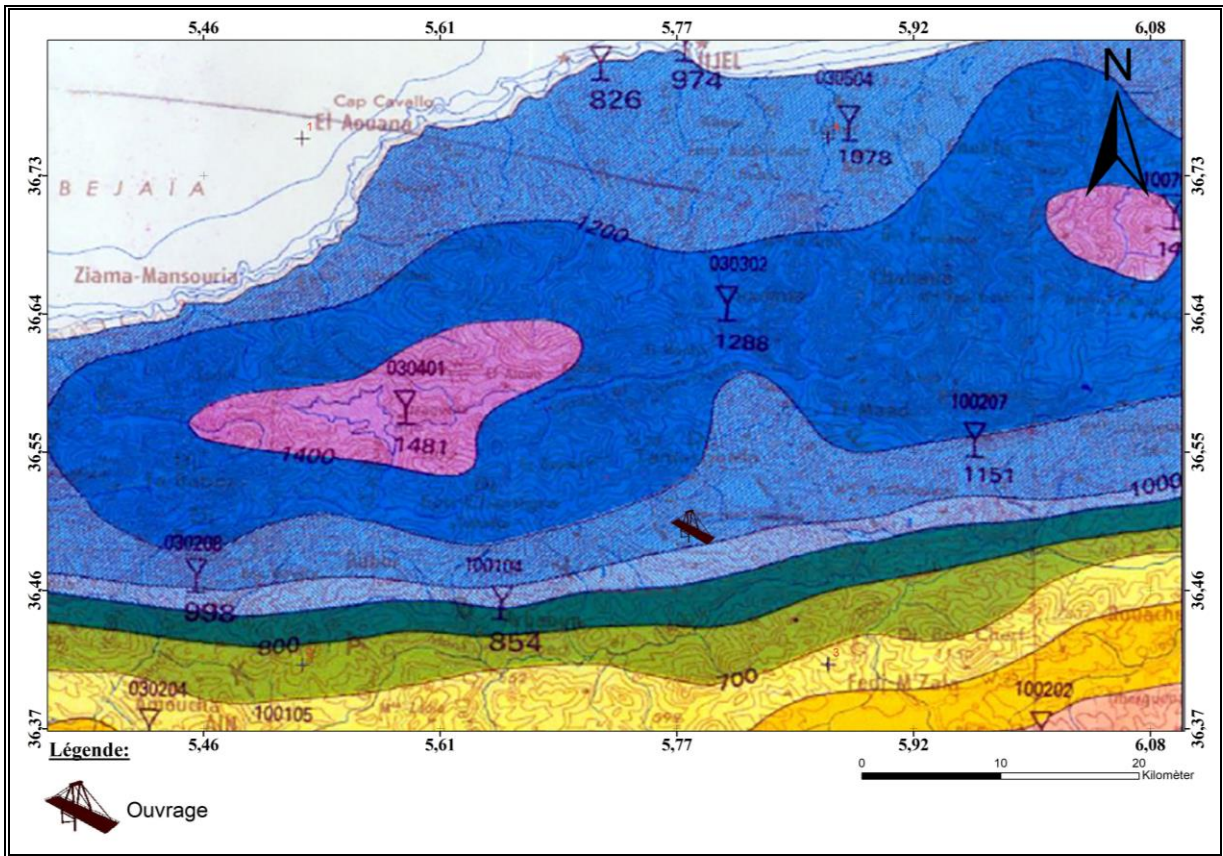


Figure I.3 Carte des pentes de la région d'étude (carte MNT 30 m de résolution)

### I.3. Climat

La région de Tassadan-Haddada est caractérisée par un climat méditerranéen subissant l'influence de la mer méditerranée au Nord et un climat semi-aride au Sud. C'est un climat tempéré avec des températures élevées en été, et marqué par un hiver froid et pluvieux avec des températures basses en hiver, la région est souvent recouverte par d'importantes quantités de neige. D'après la carte pluviométrique de nord Algérie (Figure.I.4) établie par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (A.N.R.H) donne un taux de pluviométrie estimé entre 1000 et 1400 mm annuellement dans la région de Tassadan-Haddada, ce qui est considéré très important (Figure I.4).





**Figure I.4.** Carte pluviométrique pour l'Algérie du nord (Agence Nationale des Ressources Hydrique, 1993)

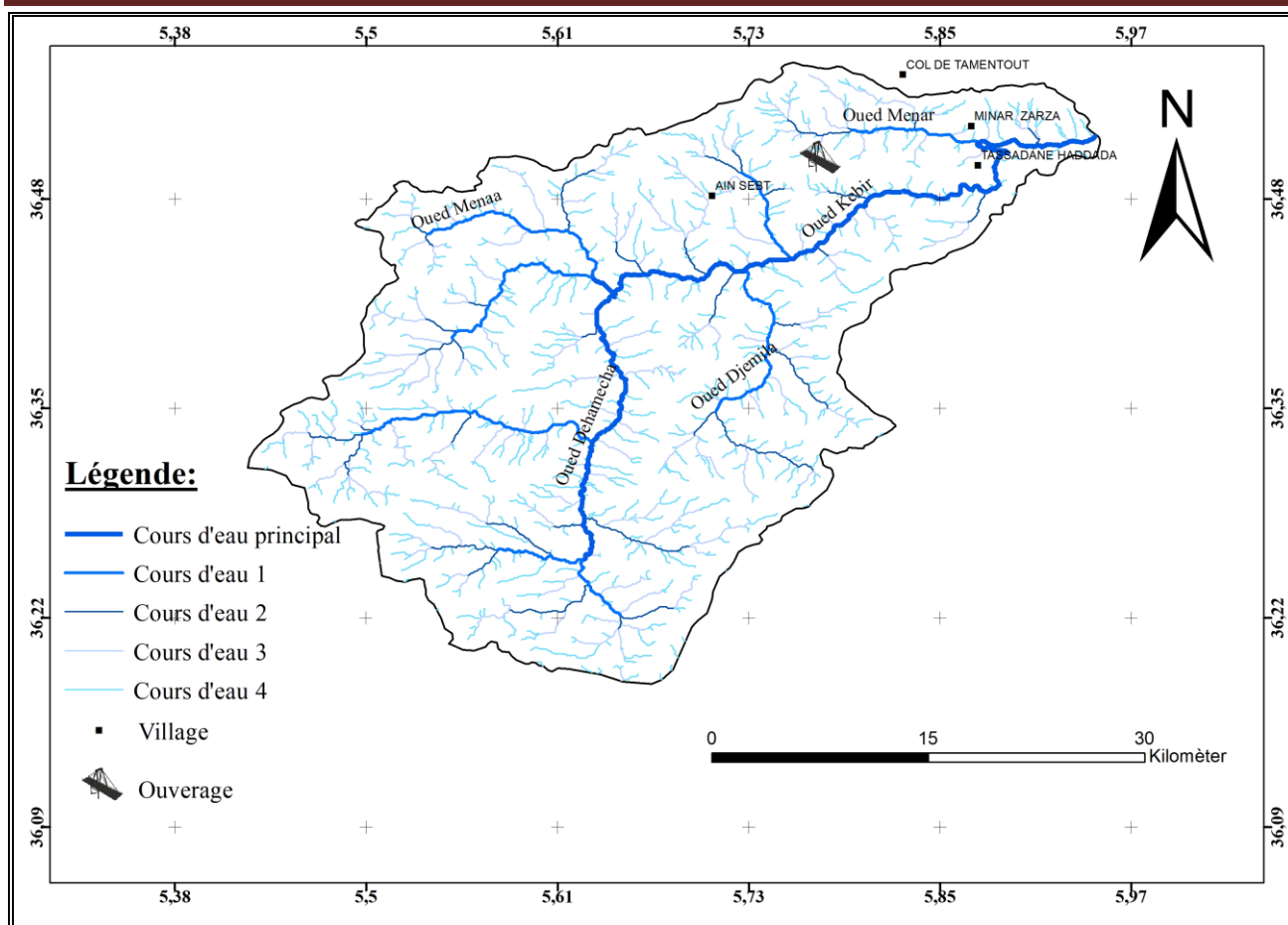
#### I.4. Végétation

La végétation couvre une partie de la superficie du territoire de la région, cette dernière est due par le pourcentage important des précipitations. Différents facteurs (conditions climatiques et la nature des terrains) ont permis l'apparition des forêts très denses, peuplées essentiellement de chêne-liège, des chêne-zen, et autres arbres fruitiers. En général, ce potentiel forestier confère à la région une vocation agricole et forestière.

#### I.5. Réseau hydrographique

La région d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique assez important en relation surtout avec la lame d'eau précipitée durant l'année. Ce réseau est représenté par les différents drains, alimentés surtout par les sources résurgentes et les ruissellements de surface en liaison surtout avec la fonte des neiges des reliefs élevés. Ces différents drains alimentent l'oued Kebir principal cours d'eau de la région avec ses différents affluent à savoir Oued Djemila, Oued Dehamcha.





**Figure I.5.** Carte du réseau hydrographique du bassin versant d'oued el Dehamecha-Kebir amon.t

## I.6. Sismicité

D'après le document technique RPOA 2008 (Règles Parasismiques Algériennes) le territoire Algérien est divisé en quatre zones de sismicité de 0 à III (Figure I.6) :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone IIa : sismicité moyenne.
- Zone IIb : sismicité forte.
- Zone III : sismicité élevé.

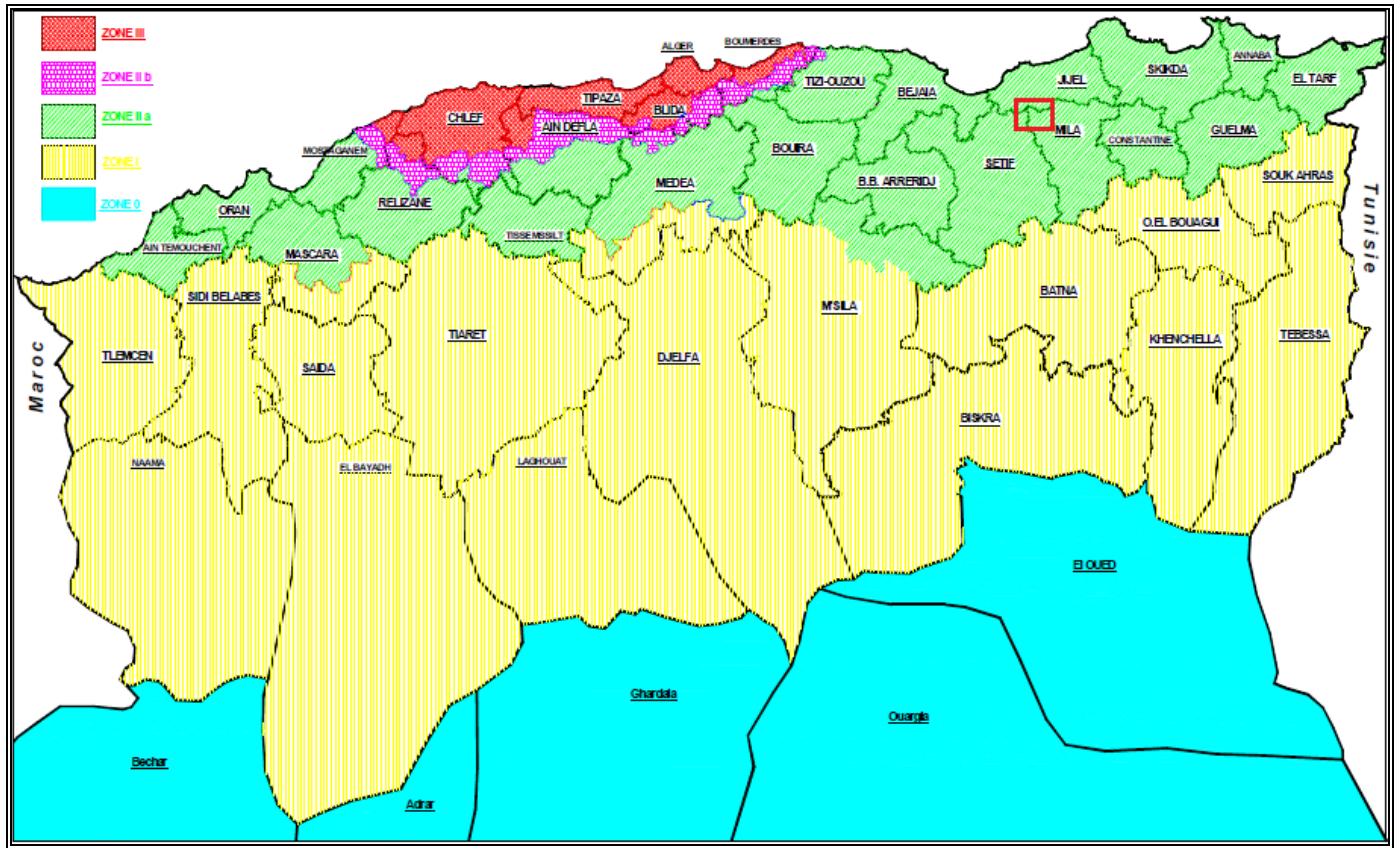


Figure I.6. Carte de zonage sismique du territoire national (RPA, 2003).

Pour tout calcul d’ouvrage de génie civil et selon le RPOA, un coefficient d’accélération est attribué, fonction de la zone et du groupe de l’ouvrage, La classe des ouvrages rentre dans le groupe des ponts (1), suivant le (tableau I.1) :

Tableau I.1. Coefficient d’accélération de zone A (RPOA 2008).

Groupe de Pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	1.10	0.15	0.20	0.25

Alors, selon la carte sismique du nord de l’Algérie, la région objet d’étude se situe parmi les régions moyennement sismiques classées en « zone IIa », l’ouvrage objet d’étude est classé en catégorie « ouvrage de grande importance » puisque il fait partie du tracé de la pénétrante

autoroutière Jijel-Eulma. Pour cela, on prendra un coefficient d'accélération de zone égal à  $A= 0.25$ , fonction de l'importance de l'ouvrage.

### **I.7. Conclusion**

Le Viaduc objet de notre étude V-56.6 fait partie de la pénétrante autoroutière, il est situé à la commune de Tassadan Haddada (Echwarfa), le long du PK 56+549 au PK 56+836, la région est caractérisée par :

- Terrain montagneux caractérisé par des hivers froid, pluvieux et neigeux et des étés secs, avec une végétation relativement dense couvrant une grande partie du territoire de la commune.
- Les précipitations moyennes annuelles enregistrées dans la commune de Tassadan-Haddada varient entre 1000-1400 mm/an selon la carte pluviométrique (ANRH, 1994).
- La pente du terrain naturel au niveau du site d'étude est moyenne à forte varié entre 8-30%.
- Le réseau hydrographique est dense et caractérisé par la présence de nombreuses vallées (Owad Djemila, Ouad Dehamcha ....).
- D'après la carte de zonage sismique de l'Algérie, la région de Mila dont fait partie la zone d'étude est classée dans la zone de moyenne sismicité (zone II-a).

# **CHAPITRE II**

## **CONTEXTE GÉOLOGIQUE**

**II.1. Introduction**

La wilaya de Mila appartient aux séries telliennes qui font partie des zones externes. Ces zones sont un domaine intégrant de l’orogénèse Alpin Maghrébin ou « chaîne des Maghrébides »

**II.2. Aperçu sur la géologie du Nord l’Algérie**

Du point de vue structural, les Maghrébides sont constituées de plusieurs nappes charriées sur la plate-forme Africaine (Durand Delga, 1980), transversalement on distingue de l’intérieur vers l’extérieur de la chaîne :

- Le domaine interne (Kabyle) ;
- Le domaine des flyschs ;
- Le domaine externe (tellien et l’avant pays) ;

Sur l’ensemble de ces unités géologiques repose en discordance la nappe numidienne, et les formations post-nappes,

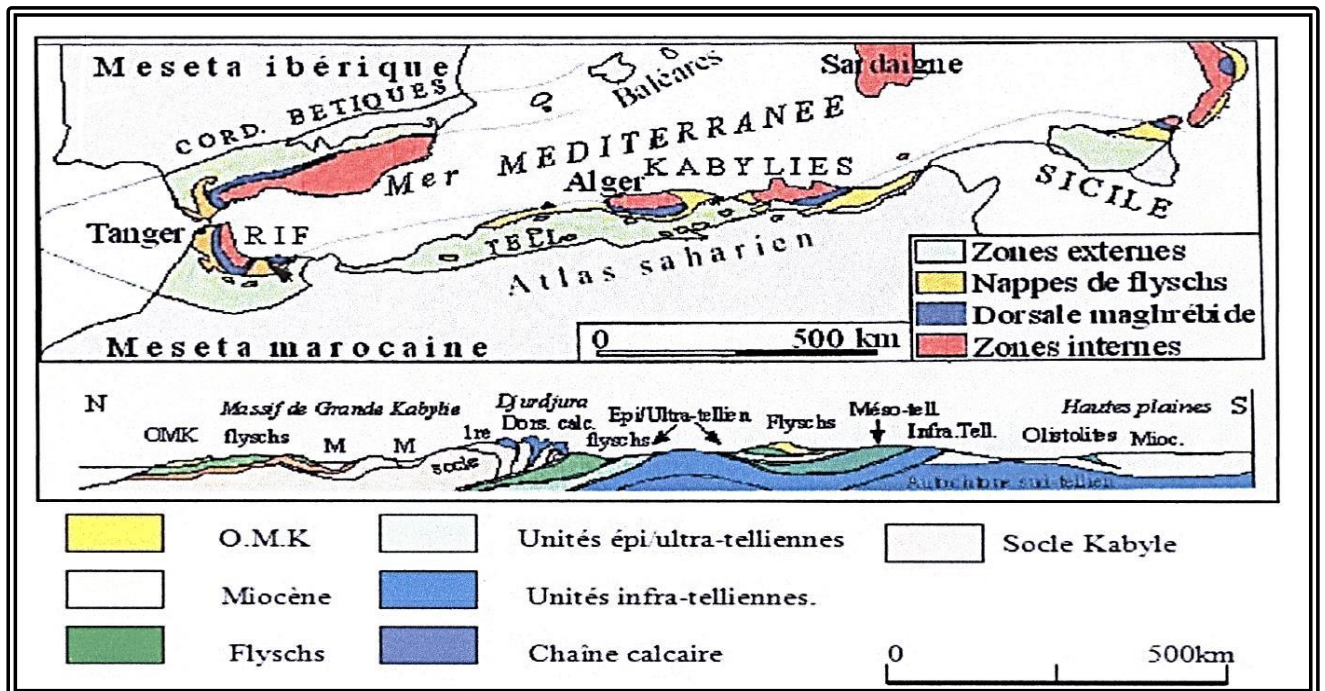


Figure II.7 Schéma structural de la méditerranée occidentale (Durand Delga et Fonboté, 1980)

**II.3. Domaine interne**

Le Domaine interne Correspond au socle cristallophyllien et sa couverture sédimentaire carbonatée (dorsale kabyle) ; Le socle est constitué de formations cristallophylliennes d’âge Paléozoïque (Durand Delga, 1969 ; Raoult, 1974). Il regroupe le socle Kabyle et sa couverture sédimentaire.

### II.3.1 Le Socle kabyle

Il est représenté par des formations cristallophylliennes formant trois massifs au Nord de l'Algérie :

- Le massif du Chenoua à l'Ouest d'Alger,
- Le massif de la Grande Kabylie au centre,
- Le massif de la Petite Kabylie à l'Est.

Dans le massif de la Petite Kabylie, le socle kabyle comporte deux grands ensembles :

#### ➤ Un ensemble supérieur

Cet ensemble est formé essentiellement de Schistes, de Micaschistes et de Phyllades. Il est surmonté en discordance par des formations siluriennes (Durand Delga, 1955) comportant de bas en haut :

- Des schistes noirâtres ;
- Des psammites rouges et vertes à Graptolites ;
- Des grès calcaires à Tentaculites ;
- Des calcaires à Orthocères.

#### ➤ Un ensemble inférieur

Gneissique, constitué de para-gneiss, d'ortho-gneiss et de gneiss granulitique à intercalation de marbres et d'amphibolites. En Petite Kabylie, les formations cristallophylliennes du socle Kabyle sont largement charriées vers le Sud sur les formations de type flysch et les formations telliennes (Durand Delga, 1955 et J.P. Bouillin, 1977).

### II.3.2. La couverture sédimentaire du socle kabyle

#### II.3.2.1. La dorsale kabyle ou chaîne calcaire

C'est la couverture sédimentaire du socle Kabyle qui marque la limite entre ce dernier au Nord et les zones telliennes au Sud. Elle montre des termes allant du Permo-Trias, discordant sur le socle kabyle, à l'Oligocène.

A l'Est de la Petite Kabylie, la dorsale Kabyle forme les reliefs de Sidi Driss, d'El Kentour et des Toumiets. Les séries qu'elle présente permettent de la subdiviser en trois termes, qui sont du Nord au Sud (J.F. Raoult, 1969 - 1974) :

- a) **La dorsale interne** : Qui montre sur un soubassement paléozoïque une série complète du Permo-Trias au Néocomien. Le Néocomien est directement surmonté par des calcaires biogènes à caractères littoraux de l'Eocène inférieur à moyen.
- b) **La dorsale médiane** : Elle est caractérisée par des dépôts marno-calcaires à microfaunes pélagiques du Turonien au Lutétien inférieur et par une lacune stratigraphique au Crétacé moyen.
- c) **La dorsale externe** : Elle est caractérisée par des séries détritiques peu épaisses et lacuneuses. Elle comporte des calcaires silicifiés, surmontés en discordance par des conglomérats du Campanien. Ces derniers sont marqués par une intense érosion au Sénonien.

La dorsale externe repose en discordance sur les flyschs.

### II.3.2.2. Les formations de l'Oligo-Miocène kabyle et les Olistostromes

- a) **L'Oligo - Miocène Kabyle (O.M.K)** : qui constitue la couverture sédimentaire transgressive du socle kabyle (Raoult, 1975). Il s'agit de formations détritiques comportant trois termes :
  - Conglomérat à la base, reposant en discordance sur les formations du socle kabyle.
  - Grès micacés à débris provenant du socle kabyle associés à des pélites micacés.
  - Pélites et Silexites à radiolaires et diatomées.
- b) **Les Olistotromes** : qui sont des formations tectono - sédimentaires à débris de flysch intercalées avec des passées grés-micacées. Ces formations d'âge probable Aquitanien Burdigalien inférieur (Bouillin, 1977), reposant sur les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle.

### II.4. Domaine des flyschs

Le domaine des nappes des flyschs correspond à un secteur marin profond et mobile du Jurassique moyen au Burdigalien. Au Crétacé inférieur des flyschs terrigènes se déposent dans la partie Nord du bassin (flyschs Mauritanien) et des flyschs distaux dans le Sud (flyschs Massilien) (J.F. Raoult, 1969 ; Gelard, 1969).

A l'Oligocène et au Miocène basal, un flysch grés-micacé (flysch Numidien) se dépose.



### II.4.1. Le Flysch Mauretaniien

Il comporte de bas en haut (J.P. Gelard, 1969 ; H. Djellit, 1987) :

- Un préflysch calcaire du Tithonique - Néocomien, constitué d'une alternance de marnes grises et de turbidites calcaires.
- Un ensemble épais (300 m) de grés homométriques à cassure verte (flysch de Guerrouch) attribué à l'Albo-Aptien.
- Des phtanites rouges et blanches du Cénomaniien supérieur.
- Des microbrèches à ciment spathique riches en quartz détritique et parfois des microconglomérats du Sénonien.
- Au sommet, des conglomérats puis des grés micacés tertiaires (Eocène à Oligocène).

### II.4.2. Le flysch Massylien

Les caractéristiques majeures de la série Massylienne sont (J.P. Bouillin, 1977) :

- Un Albo-Aptien pélito-quartzitique.
- Un Cénomaniien microbréchiqque à orbitolines et niveaux de phtanites noires et blanches.
- Un Turono-Sénonien sous forme de pélites et de petits bancs de microbrèches à éléments calcaires et ciment pélitique.

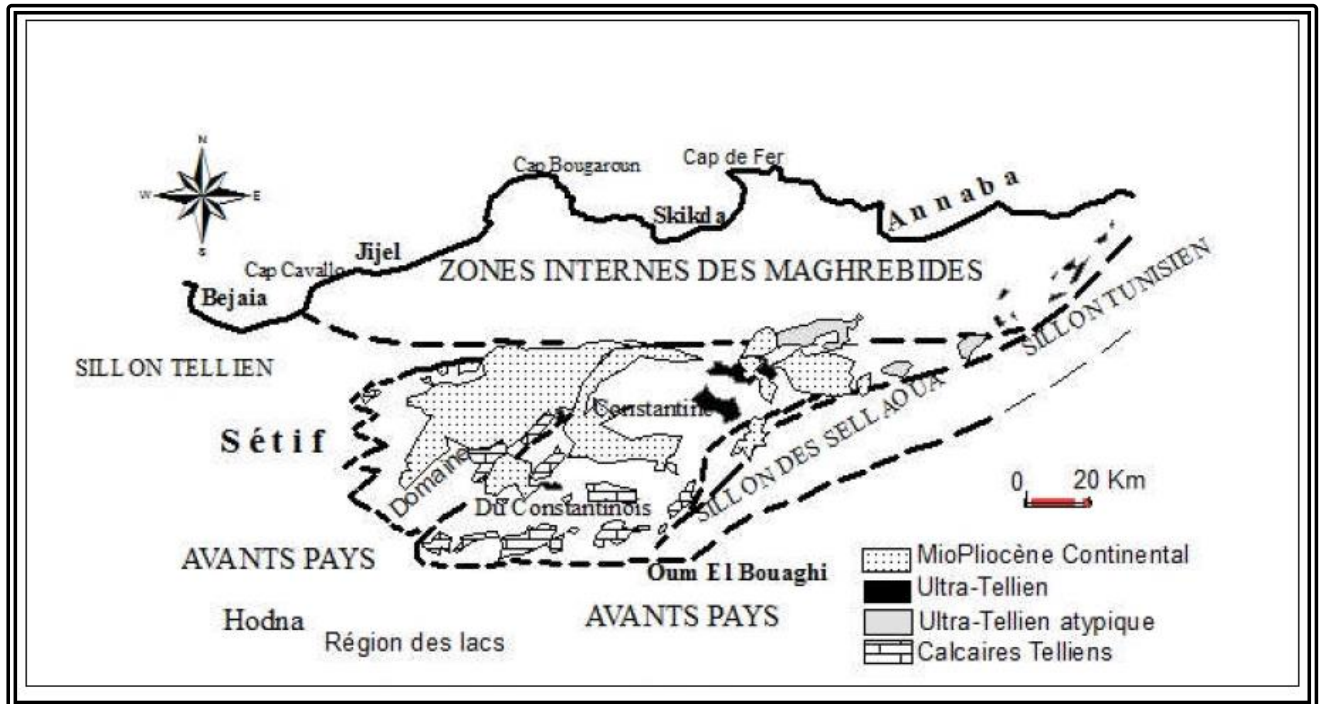
### II.4.3. Le flysch Numidien

Le flysch numidien forme une entité géologique à part. Généralement la nappe numidienne occupe la position structurale la plus haute de l'édifice alpin et repose en contact anormal sur toutes les formations précédentes. Ce flysch est attribué en partie à l'Aquitano-Burdigalien, comporte de bas en haut (J.P. Bouillin, 1977 ; J.C. Lahonder et al, 1979) :

- **A la base** : des argiles sous numidiennes, vari-colores de teinte rouge verte ou violacée à tubotomaculum d'âge Oligocène supérieur.
- Des grés numidiens de couleur jaunâtre à blanchâtre en bancs épais à quartz roulés très hétérogènes d'âge Aquitanien à Burdigalien inférieur (Lahonder et al., 1979).
- **Au sommet** : des formations supra-numidiennes comportant des argiles et des marnes à intercalation de silexites du Burdigalien basal.

## II.5. Domaine externe

Il correspond aux formations telliennes situées sur la paléomarge Africaine (Bouillin, 1986). Ce sont des séries épaisses à faciès marno-calcaire d'âge Eocène, issues du sillon tellien (Vila, 1980). Certains auteurs notamment Durand Delga a subdivisé les formations du domaine tellien en trois grandes unités (Figure II.8).



*Figure.II.8. Carte schématique illustrant la répartition des différents domaines paléogéographiques (Lahondère, 1979).*

- a) **Une série ultra-tellienne** : Cette série comporte les formations marneuses et marno-calcaires d'âge Crétacé à Eocène (Durand Delga, 1969).
- b) **Une série méso-tellienne** : Cette série correspond aux formations carbonatées du Jurassique. Elle est considérée comme la couverture de la plate-forme constantinoise (J.M. Vila, 1980).
- c) **Une série peni-tellienne** : Cette série se particularise par des formations Jurassico-Crétacées, caractérisées par des faciès intermédiaires entre les faciès de la plate-forme (calcaire et marno-calcaire du néritique) et des faciès de bassin (marne du domaine tellien) (Durand Delga, 1969).

### II.5.1. Les formations de l'avant pays

Les formations de l'avant pays sont représentées par des calcaires et des marnes de la plateforme constantinoise et du domaine atlasique. Ce domaine comporte l'avant pays allochtone et l'avant pays autochtone (J.M. Vila, 1980).

➤ **L'avant pays allochtone** : Il regroupe trois grandes unités :

- L'unité Sud Sétifienne.
- L'unité néritique Constantinoise.
- L'unité de type Sellaoua.

➤ **L'avant pays autochtone** : Il est représenté par des séries sédimentaires mésozoïques épaisses et très plissées. Ces séries sont principalement localisées au niveau de l'Atlas Tunisien, de l'Atlas Saharien, des monts du Hodna, des monts de Batna et des monts des Aurès.

### II.6. Les formations Post-nappes

Les formations post-nappes sont constituées de dépôts marins d'âge Burdigalien dans le Nord et des dépôts continentaux d'âge Miocène à Pliocène dans le bassin de Constantine (Bouillin, 1977 ; Coiffait, 1992). Les formations post-nappes recouvrent en discordance toutes les formations précédentes. Dans la partie Nord ces formations post-nappes comportent deux cycles sédimentaires :

- Un premier cycle, essentiellement constitué par des marnes grises ou bleues transgressives et discordantes sur les structures anciennes. Elles reposent également sur le flysch Numidien, les flyschs Crétacé et sur l'OMK.
- Un second cycle, gréseux d'épaisseur réduite (5 à 50 m) paraissant nettement transgressif.

Dans la partie Sud du massif de la petite Kabylie et particulièrement dans le bassin Néogène de Constantine, ces formations sont dominées par des dépôts continentaux comportant de conglomérats, sables, graviers, argiles, calcaires lacustres et roches évaporitiques (Coiffait, 1992)

### II.7. Géologie locale

À partir de la carte géologique de Tamesguida et des études bibliographiques. La zone d'étude est caractérisée par la prédominance des formations numidiennes (nappe Dj. Tamesguida) en contact avec les nappes telliennes (nappe de Djmila), et l'ensemble est entièrement recouvert de formations quaternaires (Figure II.8).

### II.7.1. Nappe tellienne

Ce domaine est représenté dans la région d'étude par la nappe de Djemila et la nappe péni-tellienne de la fenêtre du Djebel El Halfa.

#### ➤ La nappe de Djemila

Elle couvre de vastes zones dans la moitié nord de la wilaya, où elle forme la plupart des affleurements et présente des différences assez importantes du nord au sud et d'est en ouest. C'est la seule unité tellienne à être représentée dans une série complète allant de du Lias à la fin de l'Eocène avec des marnes calcaires et des marnes de surface.

#### ➤ La nappe péni tellienne

La nappe péni-tellienne apparaît au Djebel El Halfa, Elle est constituée par des série marno-pélitiques, des marnes et des marno-calcaires d'âge Cénomaniens.

### II.7.2. Les formations de la nappe numidienne

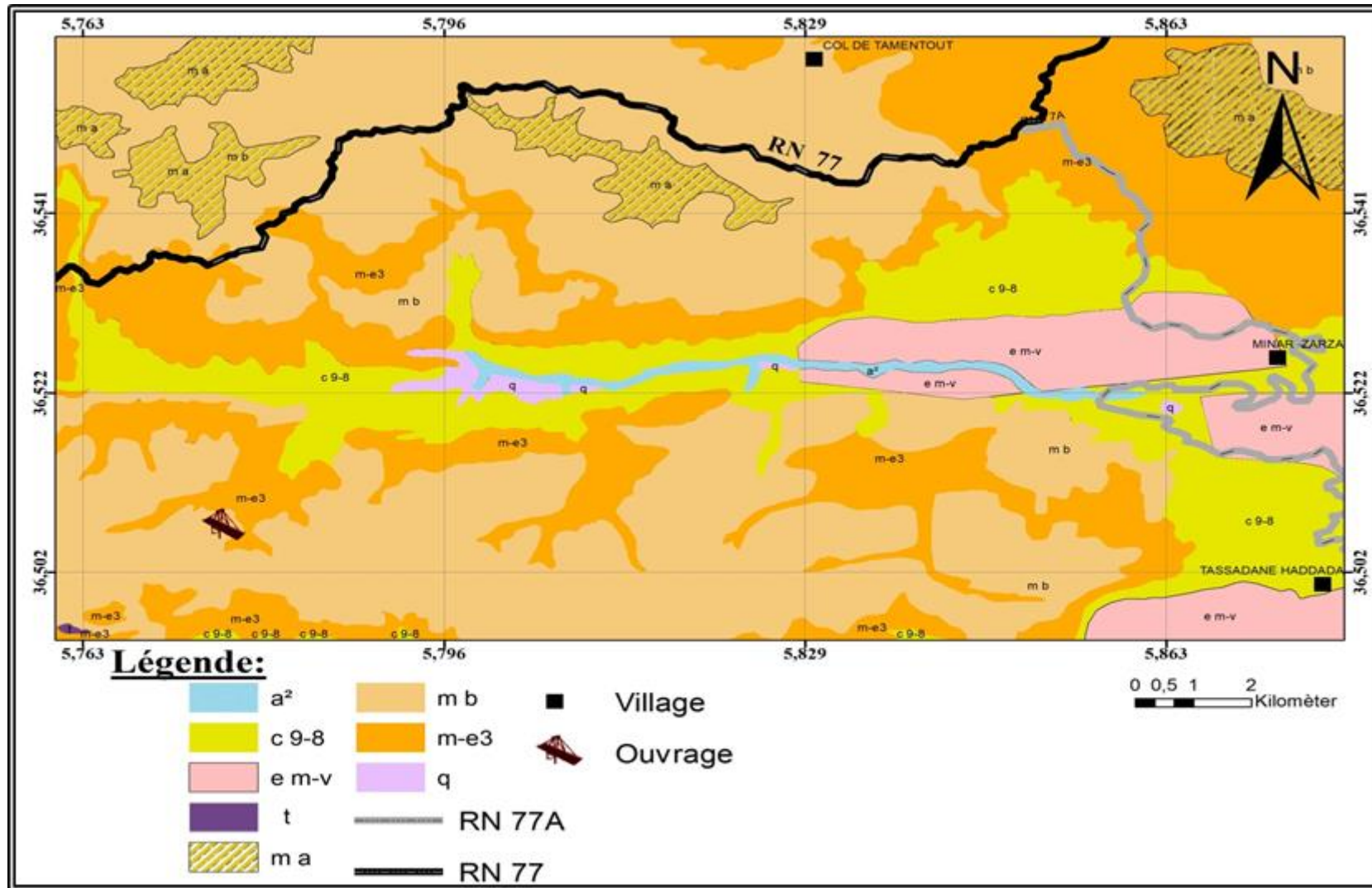
Le flysch numidien occupe une position structurale la plus haute dans l'édifice Alpin. Cette formation est bien présentée au niveau Djebel Tamesguida (Fig.II.4) (1623 m) et au sud de Djimla (Dj. Bouafroune). Il est composé de trois termes qui sont en continuité stratigraphique de haut en bas :

- Un terme supérieur comportant une assise gréseuse épaisse à dragée de quartz ;
- Un terme médian formé d'une alternance argilo-gréseuse ;
- Un terme de base comportant des argiles sous-numidiennes ;

Dans toute la région d'étude, le chaînon de Tamesguida doit ses hauts sommets aux formations du flysch numidien essentiellement gréseuses. Entre le col de Fedoulès et Tamentout et le long de la route nationale N°77 se trouve un premier grand affleurement (forêt de Djimla).

À l'Ouest de Tamentout, nous ne voyons pas de particularités notables à signaler dans le massif proprement dit du Tamesguida. Le terme inférieur à Tubotomaculum a été repéré jusqu'au Nord de Beni-Aziz (Durand Delga, 1955).

Au Sud du col de Tamentout, et à l'ouest de l'oued El-Kebir et de son affluent de gauche l'oued Menar, le flysch numidien repose directement sur les marnes ou sur les calcaires de l'Éocène. La discordance apparaît parfois avec netteté. Les argilites de base, dont la teinte est plus souvent grisâtre que verdâtre, sont parfois légèrement calcareuses. Leur puissance est beaucoup plus forte que d'ordinaire (100 à 200 m).



**a<sup>2</sup>** : majeur des cours d'eau alluvions actuelles et ressentes, **m,b** : grès numidiens. **m,a** : argile et grès. **q** : alluvions quaternaires. **m,e3** :marne schisteuses et argiles numidiennes. **t** : complexe triasique **c9-8** : marne schisteuses du Danien-Maestrichtien.

*Figure.II.9. Carte géologique de la région d'étude (extraite de la carte géologique de Tamezguida)*



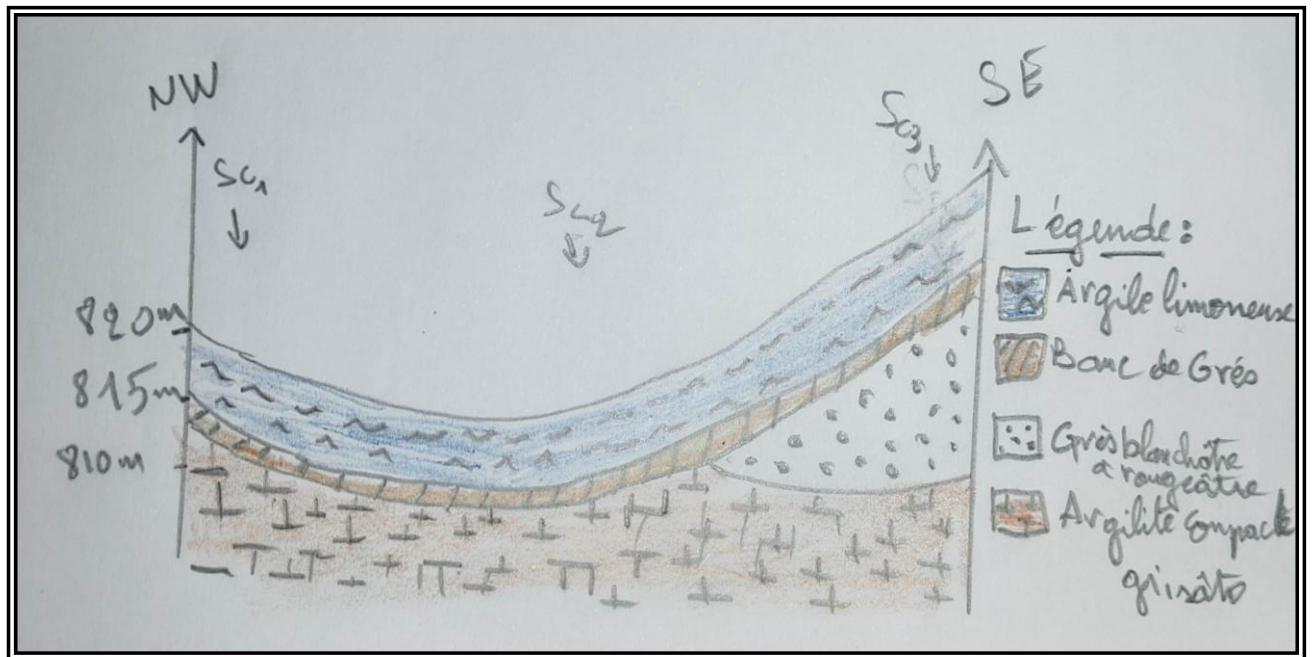


Figure.II.10. Coupe géologique de site

### II.7.3. Les formations du Quaternaire

Dans la zone d'étude, les formations du quaternaire sont principalement représentées par les terres arables, les formations en pentes correspondent à des terrasses brisées ou à des alluvions anciennes ou se développe des sols bruns peu ou pas calcaires.

Au Quaternaire indéterminés sont rapportés des placages dispersés de nature diverse qui prennent un grand développement sur les niveaux marneux et qui en gênent considérablement l'observation.

### II.8. Conclusion

En vue de la géologie régionale, les formations géologiques qui affleurent dans la zone d'étude sont principalement représentées par :

**La nappe numidienne** de (Dj. Tamesguida) composées essentiellement par du grès en bancs grossiers et intercalés avec des argiles couvrant la partie haute.

**Les formations telliennes** représentées par une série mano-pélitiques, des marnes et des marno-calcaires d'âge Cénomaniens.

Les pentes sont recouvertes par des terrasses dilacérées sur lesquelles sont développés des éboulis de pente composés par une matrice argileuse dans laquelle sont enchâssés des blocs de nature gréseuse.

**CHAPITRE III**

**RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE DU**

**SITE DE PROJET**

### III.1. Introduction

Pour concevoir des fondations ou garantir la stabilité des structures il faut avoir une idée sur la structure et la nature du sol et du sous-sol, c'est le rôle de l'étude géotechnique qui permet de déterminer toutes les propriétés physiques, mécaniques et chimiques de la fondation existante grâce à des essais in situ et essais au laboratoire.

### III.2. Campagne de reconnaissance géotechnique

L'étude géotechnique a été faite par sondages carottés, sondages pressiométriques et essais piézométriques. Le programme d'investigation a été établi est exécuter par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC, 2016), comme suit :

- Forage de trois (3) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intact et remaniés.
- Pose et relevé piézométrique.
- Six (6) sondage pressiométrique. avec essai chaque 2 m.
- Essais SPT (Standard Pénétration Test) un essai chaque 3 m.

#### III.2.1. Essais in situ

##### a) Sondages carottés

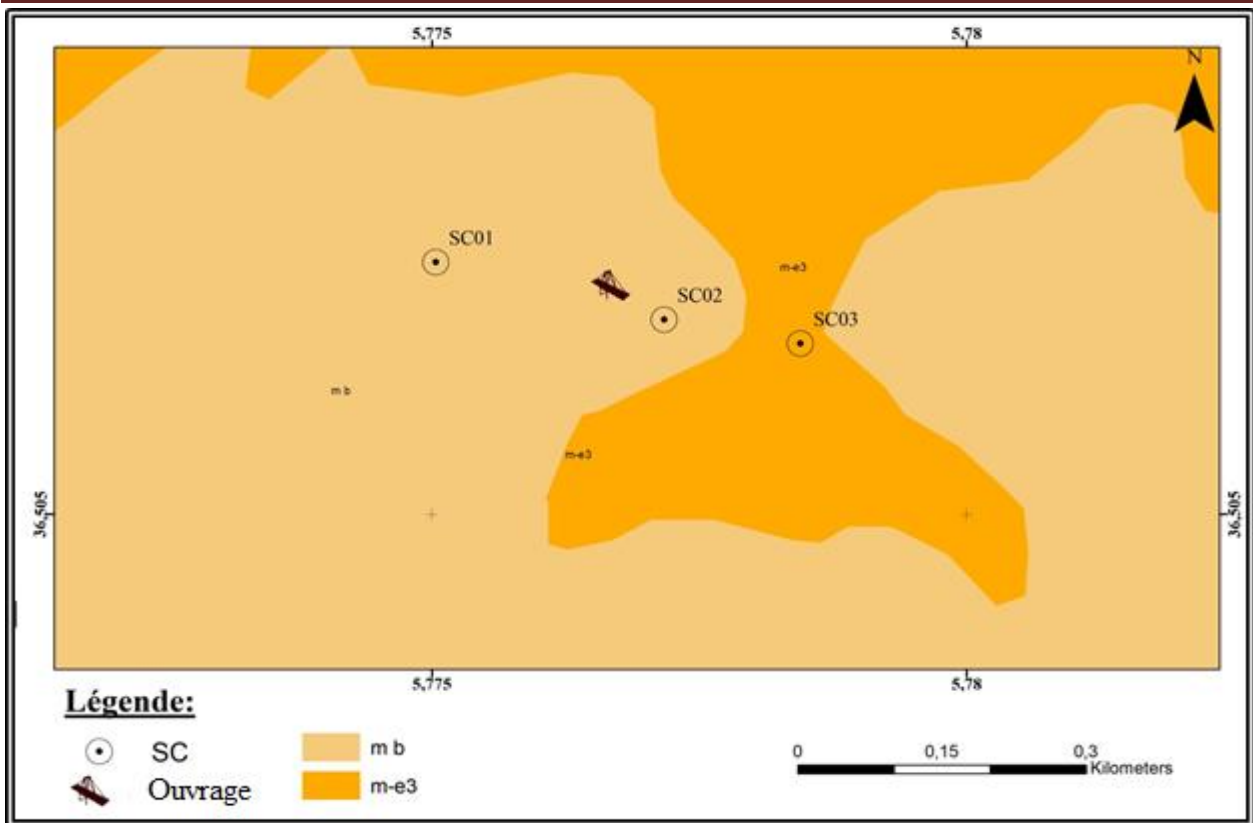
Les sondages carottés fournissent la meilleure qualité d'échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l'état des sols. Ils permettent de visualiser les terrains traversés de préciser avec certitude leur disposition géométrique, d'effectuer un certain nombre d'essais de laboratoire et in situ.

Trois sondages carottés ont été réalisés avec des profondeurs d'investigations qui varient entre : 0 m et 25 m. Les coordonnées UTM de chaque sondage sont présentées dans le tableau ci-après (Tab. III.2) :

**Tab.III.2.** Coordonnées UTM des sondages carottés (LNHC, 2015)

Sondage	Profondeur (m)	PK	Coordonnées UTM	
			X(m)	Y(m)
SC01	20m	56+549	748524.24	4043813.10
SC02	25m	56+750	748717.26	4043757.38
SC03	20m	56+867	748832.07	4043734.98





**m,e3** :marne schisteuses et argiles numidiennes, **m,b** : grès numidiens.

**Fig.III.11.** Carte d’implantation des sondages carottés selon la carte géologique de site étudiée (extraite de la carte géologique Tamesguida N°49 1/50000)

Le tableau suivant regroupe la description lithologique des terrains traversés à partir des trois (3) sondages carottés (Tab. III.3) réalisés au niveau du site étudié :

**Tab.III.3.** Description lithologique des sondages carottés (LNHC, 2015).

Sondage	Profondeur (m)	Lithologie
SC01	0.5	Terre végétale
	0.5-2	Argile limoneuse graveleuse de divers couleur
	2-3.5	Argilite grisâtre
	3.5-5	Argile limoneuse graveleuse de divers couleur
	5-13	Argilite grisâtre à jaunâtre parfois fissuré et fracturé avec passage de grès fragmenté grisâtre à jaunâtre de 8 m à 8.5 m
	13-18	Grès jaunâtre parfois oxydé avec intercalation de couches minces d’argilite grisâtre à jaunâtre
	18-20	Argilite très compacte grisâtre parfois fissuré
SC02	0.75	Grès blanchâtre parfois fissuré
	0.75-7.20	Argile limono-sableuse graveleuse jaunâtre à rougeâtre avec présence de blocs centimétriques de grès fragmenté
	7.20-25	Argilite compact grisâtre oxydé parfois fissuré avec passage de grès fragmenté de 20.5 m à 21.6 m
SC03	1	Argile limono-sableuse jaunâtre à grisâtre avec présence de blocs centimétriques de grès
	1-20	Grès blanchâtre à rougeâtre parfois fissuré avec passage d’argilite grisâtre fissuré de 9.5 m à 12 m

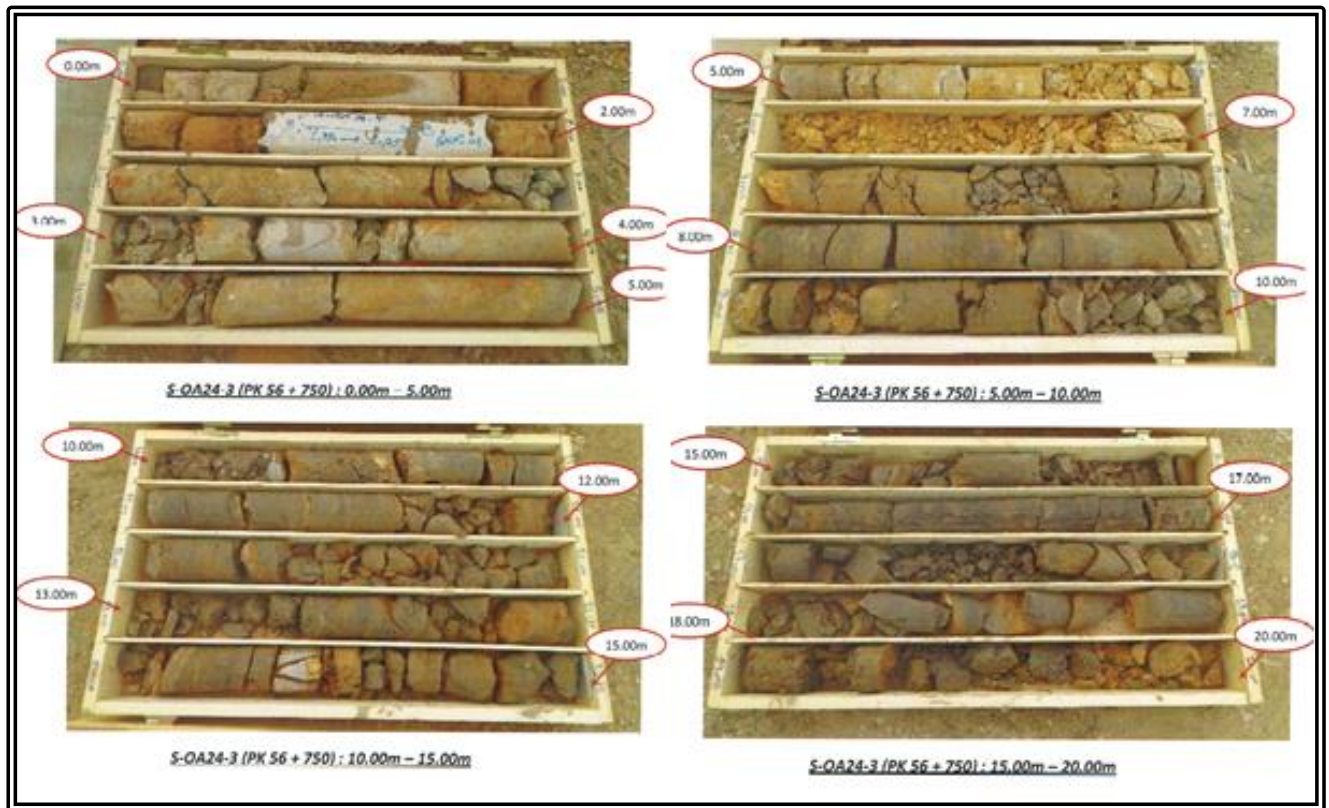


Fig.III.12. Photos illustrant les carottes obtenues au niveau du sondage SC02.

La coupe lithologique

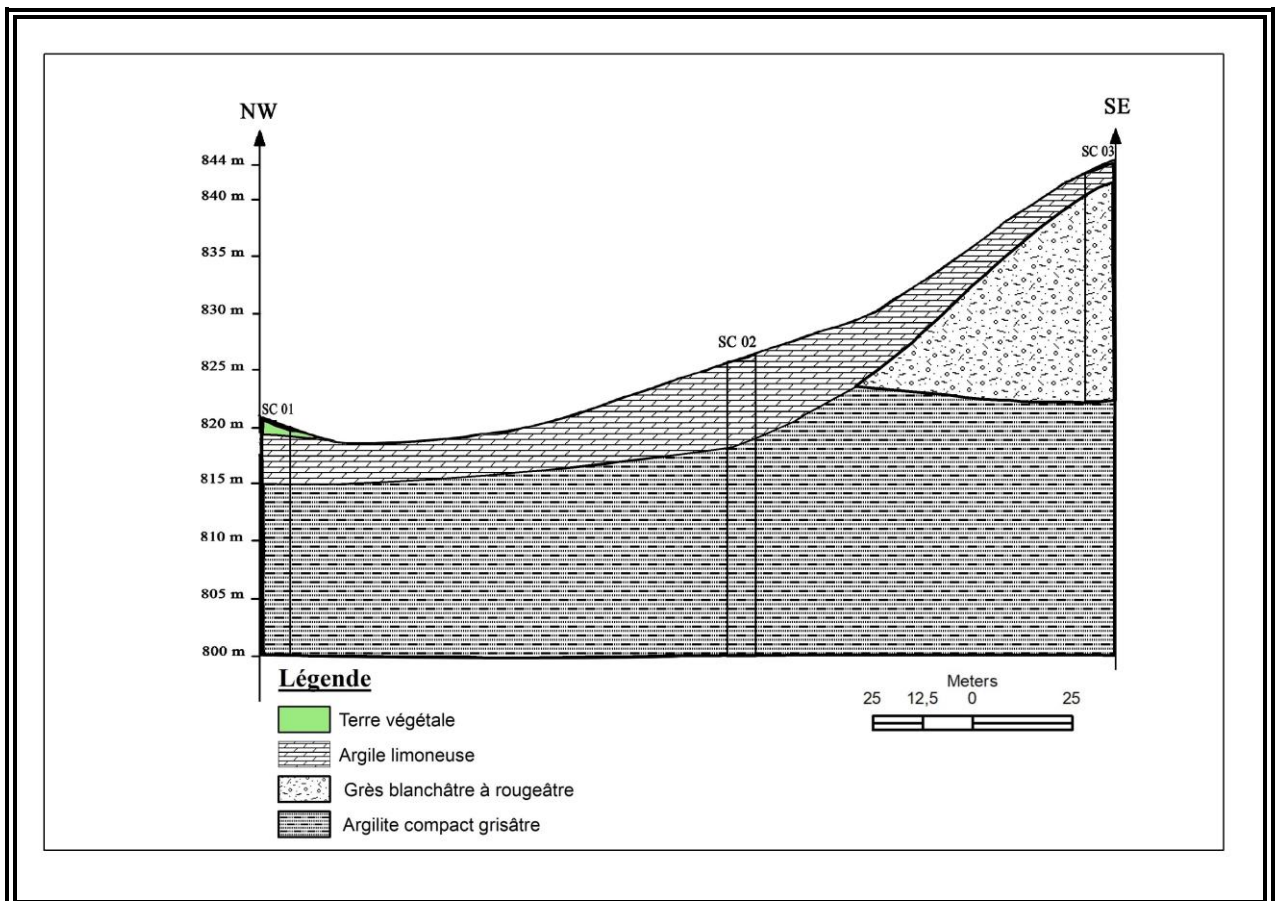


Fig.III.13. Coupe lithologique le long des sondages Sc01, Sc02 et Sc03.

### Interprétation des résultats

A partir des colonnes lithologiques et de la coupe lithologique (Fig. III.12), le terrain de fondation est représentée essentiellement trois couches :

- La première couche est représentée par des argiles limoneuses graveleuses de divers couleur d'épaisseur variant entre 3 - 10 m.
- Une deuxième couche est représentée par l'argilite très compacte grisâtre à jaunâtre (parfois fissuré), d'épaisseur plus de 15 mètres.

Au niveau de sondage 3 (**SC3**), le terrain est représenté par un grès blanchâtre à rougeâtre parfois fissuré, la couche présente une épaisseur allant jusqu'à 20 m.

#### b) Sondages préssiométriques

L'essai préssiométriques est un essai de chargement du sol en place. Une sonde cylindrique gonflable descendue dans un trou de forage à une profondeur donnée utilisé pour déterminer les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de dimensionnements des fondations de bâtiments et d'ouvrages d'art. L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

- Le module pressiométrique  $E_M$  qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression limite  $P_L$  qui caractérise la résistance de rupture du sol.
- La pression de fluage  $P_f$  qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Six (6) sondages pressiométrique ont été réalisés, les tableau suivant (Tab.III.4 et Tab.III.5) présente un résumé des résultats et l'interprétation des essais effectués dans la zone d'étude.

Tab.III.4. Résultats des sondages pressiométriques «SP01. SP02. SP03» (LNHC, 2015).

N° sondage	Profondeur de sondage en (m)	Profondeur d'essai en (m)	Module de déformation $E_M$ en (bars)	Pression limite $P_L$ en (bars)	Pression limite nette $P_l$ ( $P_l - P_0$ )	$E_M / P_L$	Lithologie
SP01	20	2	109	11	10.838	10	Argile limoneuse graveleuse de divers couleur
		4	352	15	14.838	23	
		6	287	14	13.838	21	Argilite grisâtre à jaunâtre
		8	307	15	14.838	20	
		10	504	19	18.838	27	
		12	439	23	22.838	19	Grès jaunâtre
		14	470	24	23.90	20	
		16	450	27	26.80	17	
		18	701	28	27.985	25	Argilite très compacte grisâtre
		20	610	31	30.90	20	
SP02	24	2	130	11	10.838	12	Argile limono jaunâtre à rougeâtre avec présence de bloc centimétrique de grès fragmenté
		4	476	14	13.838	34	
		6	377	16	15.838	24	
		8	464	17	16.838	27	
		10	455	15	14.838	30	Argilite compact grisâtre oxydé parfois fissuré avec passage de grès fragmenté de 20.50 m à 21.60 m
		12	267	18	17.838	15	
		14	351	16	15.838	22	
		16	380	20	19.838	19	
		18	357	22	21.838	16	
		20	501	21	20.838	24	
		22	569	19	18.838	30	
		24	476	22	21.838	22	
SP03	20	2	1068	34	33.8	31	Argile limono sableuse jaunâtre à grisâtre de 1 m
		4	1289	39	38.8	33	Grès blanchâtre à rougeâtre fissure avec passage d'argilite grisâtre de 9.5 m à 12.0 m
		6	1304	42	41.8	31	
		8	1713	45	40.8	38	
		10	2444	47	46.8	52	
		12	3958	47	46.8	84	
		14	3019	47	46.8	64	
		16	3971	47	46.8	84	
		18	4893	47	46.8	104	
		20	6527	48	46.8	136	

Tab.III.5. Résultats des sondages pressiométriques «SP04. SP05. SP06» (LNHC, 2016).

N° sondage	Profondeur de sondage en (m)	Profondeur d'essai en (m)	Module de déformation $E_M$ en (bars)	Pression limite $P_L$ en (bars)	Pression limite nette $P_I$ ( $P_I - P_0$ )	$E_M / P_L$	Lithologie
SP04	24	2	24.13	6.51	6.26	3.71	Argiles limoneuses intercalées par des bancs de grès
		4	154.00	27.47	26.97	5.61	
		6	293.26	24.70	23.94	11.87	
		8	196.15	25.04	24.03	7.83	
		10	270.58	25.28	24.02	10.70	
		12	319.36	25.59	24.08	12.48	
		14	491.30	25.6	23.84	19.19	
		16	781.54	25.68	23.66	30.43	
		18	493.37	26.02	23.75	18.96	
		20	585.03	26.24	23.72	22.30	
		22	435.22	26.47	23.70	16.44	
24	542.56	26.66	23.64	20.35			
SP05	24	2	6.73	1.59	1.34	4.23	Argiles limoneuses intercalées par des bancs de grès
		4	248.56	25.31	24.81	9.82	
		6	981.77	24.92	24.16	39.40	
		8	679.57	25.19	24.18	26.98	
		10	1025.05	25.15	23.89	40.76	
		12	1077.04	25.61	24.10	42.06	
		14	905.49	25.69	23.93	35.25	
		16	791.63	25.95	23.93	30.51	
		18	293.62	25.69	23.42	11.43	
		20	567.91	37.82	35.30	15.02	
		22	689.12	26.56	23.79	25.95	
24	574.02	26.67	23.65	21.52			
SP06	24	2	109.55	14.46	14.11	7.58	Argiles limoneuses intercalées par des bancs de grès
		4	65.160	23.46	22.76	2.78	
		6	464.05	24.97	24.11	18.58	
		8	451.78	25.21	24.10	17.92	
		10	440.61	25.40	24.04	17.35	
		12	423.15	25.63	24.02	16.51	
		14	487.78	25.85	23.99	18.87	
		16	696.37	25.98	23.86	26.80	
		18	644.14	23.23	20.86	27.73	
		20	520.65	26.34	23.72	19.77	
		22	523.81	26.6	23.73	19.69	
24	533.35	26.76	23.61	19.95			

➤ **Relation entre EM et PL**

Le rapport EM/PL bien qu'il regroupe deux caractéristiques très différentes, du fait que l'une correspond aux petits déplacements du forage et l'autre aux grands, l'expérience a montré que celui-ci peut être un critère pratique pour apprécier et classer la raideur des matériaux étudiés. Ménard donne pour les sols les correspondances suivantes :

**Tab. III.6.** Classification des sols d'après EM/PL (Ménard 1975).

	Valeur $E_M/P_L$	Type de sol
<b>Argiles</b>	$EM/PL < 5$	argiles remaniées ou triturées
	$5 < EM/PL < 8$	argiles sous-consolidées ou légèrement remaniées
	$8 < EM/PL < 12$	argiles normalement consolidées
	$12 < EM/PL < 15$	argiles légèrement sur consolidées
	$EM/PL > 15$	argiles fortement consolidées.
<b>Sables</b>	$EM/PL < 5$	sables remaniés
	$6 < EM/PL < 8$	sables et graviers immergés
	$EM/PL > 10$	sables, sables et graviers secs et serrés

**Règle pratique :**

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA/99 2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (Tab.III.7).

**Tab. III.7.** Classification des sites (RPA/99 version 2003).

Catégorie	Description	PL (Mpa)	EM Mpa)
<b>S1</b>	Rocheux	> 5	> 100
<b>S2</b>	Ferme	> 2	> 20
<b>S3</b>	Meuble	1 – 2	5 – 20
<b>S4</b>	Très meuble ou présence de 3 m au moins d'argile molle	< 1	< 5

➤ **Interprétation des résultats**

Classification des sites selon RPA 99/Version 2003 et selon les valeurs du Module de déformation  $E_M$  et la pression limite PL :

- Pour **SP01** et **SP02** : le site support du projet est classé dans la catégorie S2 (site ferme) caractérisée par un dépôt de sable et gravier très denses et d'argile sur consolidée.
- Pour **SP03** : le site support du projet est classé dans la catégorie S1 (site rocheux).
- Pour **SP04, SP05 et SP06** : en effet ; la moyenne du rapport E/Pl montre que les sols de fondation sont sur consolidées selon le tableau du coefficient rhéologique du sol.



Tabl.III.8. Les valeurs pour chaque pressiomètre (LNHC, 2016).

N° SP	P <sub>L</sub> (bars)	P <sub>L</sub> (MPa)	Catégorie	Type de sol
SP04	27.43	2.743	2	Ferme
SP05	21.71	2.71		
SP06	25.66	2.566		

### c) Sondage Piézométrique

Les piézomètres sont également mis en œuvre lors des études géotechniques de reconnaissances du site, préalablement à la réalisation d'un ouvrage. Il est en effet indispensable de connaître le niveau d'eau dans le sol pour mesurer l'importance de rabattement de nappe autour du point de captage d'un massif de sol ou de roche afin de définir les éventuels besoins en pompage ou ouvrages annexes permettant d'assurer la stabilité et la sécurité des travaux puis la stabilité de l'ouvrage.

Les différents enregistrements piézométriques au cours de sept jours sont résumés au tableau(III.9) ci-dessous :

Tab.III.9 : Résultats de lecture des niveaux piézométrique (LNHC, 2015).

Sondages	Date	Lecture (m)	Lecture moyenne (m)
SC03	20/11/2014	17.70	17.90
	21/11/2014	17.75	
	22/11/2014	17.80	
	23/11/2014	17.80	
	24/11/2014	17.80	
	25/11/2014	18.80	
	26/11/2014	17.80	

### ➤ Interprétation des résultats

D'après les enregistrements (TabIII.9) on remarque que le niveau piézométrique est rencontré à une profondeur variable entre 17.70 m et 18.80 m de la côte du terrain naturel.

### d) L'essai S.P.T (Standard Pénétration Test)

Le «Standard Penetration Test» (SPT) est un essai de pénétration dynamique qui permet de tester la résistance du sol, tout en prélevant des échantillons remaniés du terrain. A cause de son faible coût de réalisation, il est largement utilisé à travers le monde pour les études des fondations. L'essai SPT est plus adéquat aux sols pulvérulents, l'interprétation des résultats d'essai SPT est faite au moyen de corrélations empiriques pour obtenir les paramètres

géotechniques recherchés. Il s'applique aux sols fins ou grenus dont la dimension maximale des éléments ne dépasse pas 20 mm, il est limité à une profondeur de 50 m.

Réalise par un battage d'un train de tiges finissant par un carottier à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur fixe et à mesurer le nombre de coups nécessaire pour une pénétration du carottier de 30 cm.

L'essai de pénétration au carottier permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part. Après avoir réalisé le forage le carottier y est descendu puis battus en trois étapes, le nombre de coups du mouton nécessaire à chaque enfoncement de 15 cm est relevé soit :

N0 : enfoncement d'amorçage de 0 à 15 cm.

N1 ; enfoncement d'amorçage de 15 à 30 cm.

N2 : enfoncement d'amorçage de 30 à 45 cm.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

**Tab.III.10.** Résultats des essais SPT (LNHC, 2015).

Sondages	Profondeur(m)	N0	N1	N3	N	Observation
SC01	1.50-1.95	06	10	12	22	Moyenne compact
	3.00-3.45	08	16	30	46	Très compact
	4.50-4.95	18	26	38	64	Très compact

#### ➤ Interprétation des résultats

- Au niveau de 1.50 à 1.95 m de profondeur le sol sont représentés par des formations moins résistante (tendres) ; avec un nombre de coups relativement faible (N= 25 coups).
- Au niveau de 3.00 à 3.45 m de profondeur le sol est représenté par des formations très compactes avec un nombre de coups (N= 46 coups).
- Au niveau de 4.50 à 4.95 m de profondeur le sol est représenté par des formations très compactes avec un nombre de coups (N= 64 coups).

#### III.2.2. Essais au laboratoire

Dans le cadre du présent projet, le laboratoire national de l'habitat et de la construction (LNHC) a procédé une campagne d'essais d'identification au laboratoire sur les échantillons prélevés des sondages carottés, comme suit :



- Essais physiques d'identification et de classification :
  - Mesures de teneur en eau et poids volumiques (NFP 94-053 / NPF 94-410-3)
  - Analyse granulométrique (NFP 94-056 / 94-057)
  - Limites d'Atterberg
- Essais mécaniques :
  - Caractéristiques œdométriques
  - Essai de cisaillement rectiligne à la boîte
- Analyses chimiques.

### III.2.2.1. Essais physiques

#### a) Teneur en eau et poids volumique

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaine caractéristique mécanique et d'apprécier la consistance d'un sol fin. La teneur en eau a été déterminée par la méthode de séchage à l'étuve. L'essai consiste à mesurer la teneur en eau d'un matériau qui s'exprime par le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau comme le poids d'eau  $W$  contenu par unité de poids de matériau sec.

$$W = (P_w * 100) / P_s$$

Avec :

$P_w$  : Poids de l'eau (=  $P_h - P_s$ )

$P_s$  : Poids du sol sec

$P_h$  : Poids du sol humide

Le poids volumique des particules solides d'un sol c'est est une grandeur physique qui caractérise la masse d'un matériau par unité de volume. Elle permet la détermination d'autres indices d'identification des sols comme l'indice de vide, le degré de saturation et la porosité.

Tab.III.11. Propriétés physiques des sols (LNHC 2015).

Sondage	Profondeur (m)	W(%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	Sr (%)	Lithologie	Classification du sol
SC01	0.50-2.00	15.72	1.62	1.88	63.59	Argile limoneuse	Sol dense. légèrement humide
	0.75-6.00	18.44	1.62	1.92	-	Argile limoneuse	Sol dense. légèrement humide

- D'après les résultats obtenus. on constate que :

Les argiles limoneuses sont moyennement denses, faiblement humides, proche de la saturation.

### b) Analyse granulométrique

L'essai est appliqué aux sols et aux matériaux rocheux après extraction par une répartition dimensionnelle en poids des différents éléments qui composent le matériau. Le processus de la distribution varie selon les dimensions des particules. Il y a deux opérations principales : le tamisage pour les particules de dimension supérieure à 80  $\mu\text{m}$  et la sédimentométrie pour les particules de dimension inférieure à 80  $\mu\text{m}$ .

Les résultats de l'essai sont représentés par une courbe granulométrique tracée sur un diagramme semi logarithmique en fonction de la dimension des ouvertures des tamis en valeurs croissantes et le pourcentage cumulé des masses de refus ou de tamisât.

Le tableau ci-dessous présente les résultats de l'analyse granulométriques obtenus sur les échantillons prélevés à partir des deux sondages :

**Tab.III.12.** Résultats des analyses granulométriques (LNHC, 2015).

Sondage	Profondeur (m)	Lithologie	< 80 $\mu\text{m}$ (%)	Observation
SC01	0.50-2.00	Argile limoneuse	100	Granulométrie étalée
SC02	0.75-6.00	Argile limoneuse légèrement sableuse	84	Granulométrie étalée

L'analyse granulométrique (Tab.III.12) a montré la proportion des éléments fins (éléments < 80  $\mu\text{m}$ ) 100 % pour le premier sondage et 84% pour le douzième sondage qui caractérise un sol fin pour les deux sondages (S-OA24-1) et (S-OA24-3).

### c) Limites d'Atterberg

Selon sa teneur en eau un même sol fin peut se comporter comme un liquide visqueux (état liquide), un solide plastique (état plastique) ou un solide non plastique.

Les limites d'Atterberg les plus utilisées en mécanique des sols sont la limite de liquidité  $W_L$  et la limite de plasticité  $W_p$ . Elles se mesurent sur le mortier c'est-à-dire la fraction du sol qui passe au tamis de 0.40 mm.

- $W_L$  est la teneur en eau au-dessous de laquelle le sol cesse d'avoir la consistance d'un liquide très visqueux.
- $W_p$  est la teneur en eau au-dessous de laquelle le sol cesse d'être plastique.

La limite de retrait  $W_s$  beaucoup moins utilisée, marque le passage de l'état solide avec retrait à l'état solide sans retrait.

- $W_s$  est la teneur en eau à partir de laquelle le volume de l'échantillon cesse de diminuer quand sa teneur en eau décroît.

- l'indice de plasticité ( $IP = WL - WP$ ) qui présente l'étendue du domaine plastique par la différence entre la limite de liquidité et de plasticité.

L'indice de plasticité permet donc d'avoir une indication assez précise sur la nature d'un sol fin. Un IP élevé correspond à un sol argileux dont les propriétés seront très sensibles à la teneur en eau ; un IP faible correspond à un sol peu argileux, moins sensible aux variations en teneur en eau.

La classification des sols et la détermination de leur nature est basée sur les intervalles de l'indice de plasticité qui caractérisent chaque sol d'après le tableau III.13 ci-après :

**Tab.III.13.** Etat et type de sol en fonction de l'indice de plasticité (Sanglérat et Costet, 1983).

Indice de plasticité	Etat de sol	Indice de plasticité	Type de sol
$0 < I_p < 5$	Sol non plastique (sol peu sensible à l'eau)	$I_p > 30$	Argile
$5 < I_p < 10$	Sol faiblement plastique	$20 < I_p < 30$	Argile limoneux
$10 < I_p < 20$	Sol moyennement plastique	$10 < I_p < 20$	Limon
$20 < I_p < 40$	Sol plastique	$5 < I_p < 20$	Sable limoneux
$I_p > 40$	Sol très plastique	$5 < I_p < 15$	Sable argileux

Les résultats des limites effectués sur les échantillons prélevés sont présentés dans le Tab.III.14 :

**Tab.III.14.** Résultats des limites d'Atterberg (LNHC, 2015).

Sondage	Profondeur (m)	$W_L$ (%)	$W_P$ (%)	IP (%)	Observation
<b>SC01</b>	0.50-2.00	77.17	38.79	38.38	Argiles plastiques
<b>SC02</b>	0.75-6.00	65.63	32.52	33.11	Argiles plastiques

La classification L.C.P.C des sols fins est basée sur le diagramme de Casagrande, selon les valeurs de l'indice de plasticité et la limite de liquidité en %. On constate que les points sont situées au-dessous de la droite ; A ( $I_p = 38.38$  ;  $WL = 77.17$ ) et B ( $I_p = 33.11$  ;  $WL = 65.63$ ).

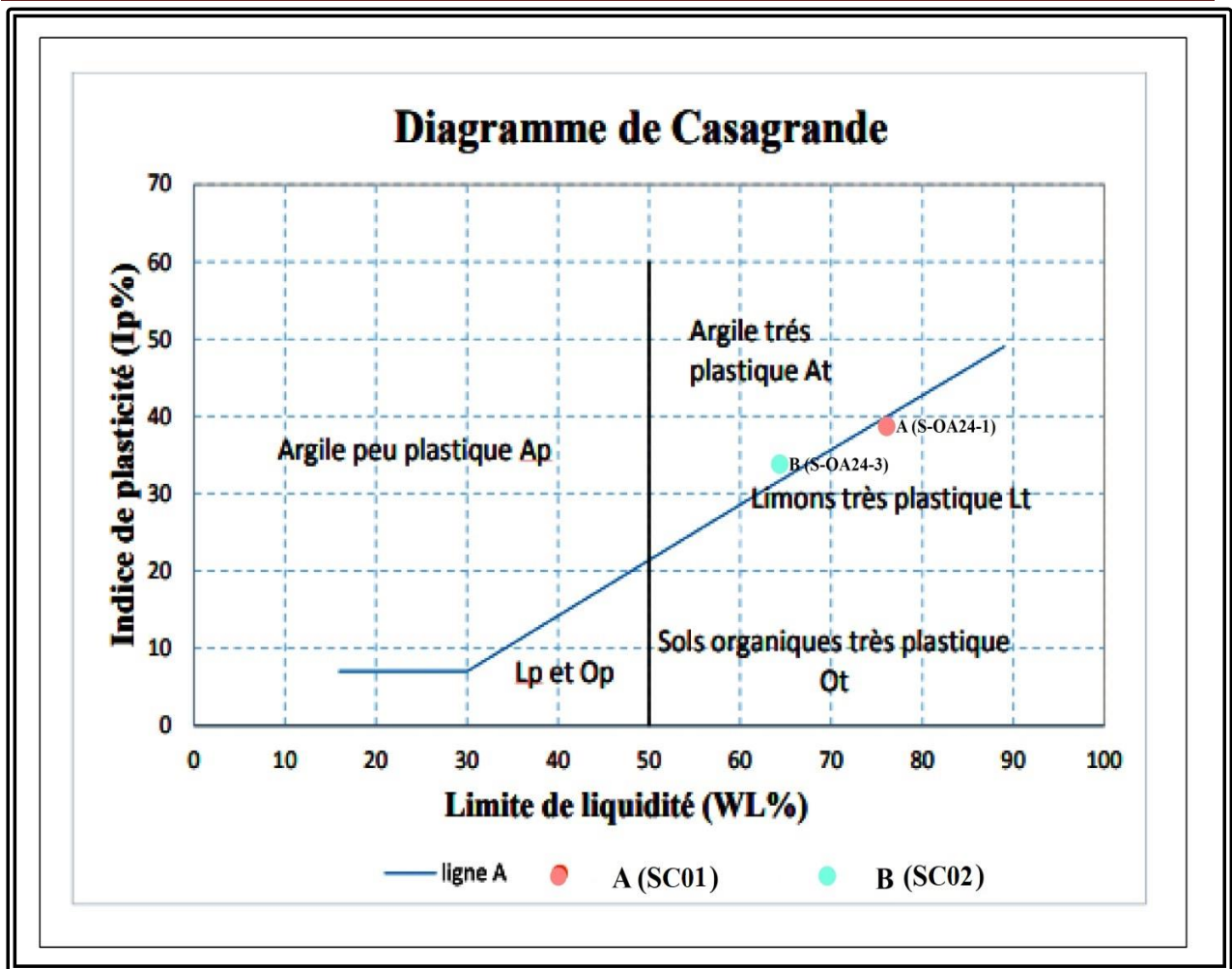


Fig.III.14. Classification des sols selon l'abaque de plasticité de Casagrande.

### ➤ Interprétation des résultats

À partir des résultats obtenus, on remarque que les valeurs de l'indice de plasticité ( $I_p=33$  et  $38\%$ ) caractérisent des sols plastiques et d'après le diagramme de Casagrande (Fig.III.13) les échantillons sont placés dans la zone d'argiles et limons très plastiques.

### III.2.2.2. Essais mécaniques

#### a) Essai de cisaillement rectiligne à la boîte

Le cisaillement est la rupture du sol provoquée par un glissement, il nous permet d'étudier la rupture du sol et de tracer la courbe intrinsèque du matériau en mesurant un minimum de deux couples ( $\sigma_1, \tau_1$ ) et ( $\sigma_2, \tau_2$ ). La courbe ainsi obtenue est une droite, elle nous permettra de déterminer la cohésion ( $c$ ) et l'angle de frottement interne ( $\phi$ ).

Deux (2) essais non drainés non consolidés ont été effectués sur les échantillons prélevés au niveau du site d'étude, d'après le tableau III.15 :

Tab.III.15. Caractéristique mécanique de sol (LNHC 2015).

SONDAGE	Profondeur (m)	$\varphi$ (°)	Cu (bars)
SC01	0.50-2.00	24	0.85
SC02	0.75-6.00	16	0.29

Les valeurs de la cohésion varient entre 0.29- 0.85 bars (0.50 bars de moyenne) et des angles de frottement interne entre 16-24° (une moyenne de 20°) caractérisant un sol moyennement frottant.

### b) Essai de compressibilité à l'œdomètre

L'essai de compressibilité à l'œdomètre s'applique sur les sols fins et matériaux fins cohérents avec chargement par paliers. L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

Les résultats des essais effectués sur les échantillons de sols prélevés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab.III.16. Résultats d'essais œdométriques (LNHC, 2015).

Sondage	Profondeur (m)	Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)	Observation
SC01	0.50-2.00	2.16	12.99	3.11	Sol moyennement compressible
SC02	0.75-6.00	0.68	33.89	6.64	Sol assez fortement compressible

Classification des sols en fonction de l'essai de compressibilité (G. Philipponnat et B. Hubert, 2003) :

- Classification fonction de la contrainte de préconsolidation **Pc**
  - Sol normalement consolidé → lorsque  $\sigma_{v0} = Pc$
  - Sol sur consolidé → lorsque  $Pc > \sigma_{v0}$
  - Sol sous consolidé → lorsque  $Pc < \sigma_{v0}$
- Classification fonction de l'indice de compressibilité **Cc** :

**Tab.III.17.** Classification des sols d'après l'indice de compressibilité  $C_c$   
(G. Philipponnat et B. Hubert, 2003).

$C_c < 0.020$	Sol incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	Sol peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c > 0.500$	Sol extrêmement compressible

- Classification fonction du coefficient de gonflement  $C_g$  :

**Tab.III.18.** Classification de sol d'après le coefficient de gonflement.

$C_g < 0.005$	Sol non gonflant
$C_g > 0.005$	Sol pouvant gonfler

➤ A partir du tableau (III.16) on a :

- $0.68 \text{ bars} < P_c < 2.16 \text{ bars}$ .
- L'indice de gonflement ( $C_g$ ) :  $3.11 < C_g < 6.64\%$ .
- L'indice de compressibilité ( $C_c$ ) : **SC01** «  $C_c = 12.99$  » ; **SC02** «  $C_c = 33.89\%$  »

➤ Ces valeurs caractérisent un sol :

- $P_c > \sigma_{v0}$  ( $\sigma_{v0} = 0.181 \text{ bars}$ ) → sol sur consolidé.
- $C_c$  pour S-OA24-1  $0.100 < C_c < 0.200$  → Sol moyennement compressible ; pour S-OA24-3  $0.200 < C_c < 0.300$  → Sol assez fortement compressible.
- $C_g > 0.005$  → Sol pouvant gonfler.

### c) Essai de compression simple sur roche (NF XP P94-202)

L'essai de compression uniaxiale ou de compression simple consiste à comprimer un échantillon de roche de forme cylindrique entre deux plateaux parallèles d'une presse rigide. La résistance en compression uniaxiale  $R_C$  est exprimée conventionnellement par le rapport entre la force appliquée lors de la rupture de l'éprouvette et l'aire de sa section transversale déterminé avant essai.

La qualification de la résistance de la roche est faite sur la base de la valeur de  $R_C$  comme présenté dans le tableau III.19 :

**Tab.III.19.** Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression simple  $R_C$ .

$R_C$ (Mpa)	Terme descriptif
$R_C > 200$	Très élevée
$60 < R_C < 200$	Elevée
$20 < R_C < 60$	Moyenne
$6 < R_C < 20$	Faible
$R_C < 6$	Très faible

**Tab.III.20.** Valeurs de la résistance à la compression simple (LNHC, 2015).

N° Sàndages	Profondeur (m)	RCS (Mpa)	Observation
<b>SC01</b>	15.00-15.40	44.25	Résistance moyenne
<b>SC03</b>	3.50-6.00	78.476	Résistance élevée
	12.50-13.00	80.072	Résistance élevée
	15.00-16.00	67.338	Résistance élevée
	18.00-18.80	77.965	Résistance élevée

A partir des résultats, on constate que le sol sur des profondeurs allant jusqu'à 15 m de profondeur (**SC01**) présente des résistances à la compression inférieure à 60 Mpa caractérisant des résistances à la compression moyenne par contre les résistances atteignant des valeurs entre 67 et 80 Mpa (**SC03**) caractérisant un massif compacte avec des résistances élevées. Le terrain est constitué des formations de nature gréseuse, ce qui explique les valeurs élevées de la résistance à la compression.

### III.2.2.3. Analyse chimique

La dégradation de la roche mère par l'eau conditionne dans une large mesure la composition chimique du sol qui en est le résultat final. Certaines substances chimiques sont lessivées et s'enfoncent dans les profondeurs du sol où elles s'accumulent. D'autres substances moins solubles, demeurent dans les couches supérieures du sol. Les éléments chimiques qui sont enlevés le plus rapidement sont les chlorures et les sulfates suivis du calcium, du sodium, du magnésium et du potassium (NF P18-011).

Trois (03) échantillons ont fait l'objet d'analyses chimiques, les résultats sont présentés dans le tableau III.21 :

Tab.III.21. Valeurs des analyses chimiques des sols testés (LNHC, 2015).

N° Sondage	Profondeur (m)	Sulfates SO <sub>4</sub>	CaCO <sub>3</sub>	Chlorures Cl
SC01	0.50-2.00	Traces	0.20	0.17
	7.20-13.00	Traces	0.20	0.24
SC02	0.75-6.00	Traces	1.00	0.24
	7.20-15.00	Traces	0.28	0.28
SC03	0.00-6.00	Traces	0.20	0.21

Les résultats d'analyse chimiques on met en évidence des sulfates en traces des chlorures entre 0.17 et 0.28% et des carbonates de 0.20 à 1.00%. Sur la base de ces résultats et conformément à la norme NF P18-011 l'agressivité du sol est nul (sol faiblement agressif), le béton fabriqué se fera en utilisant un ciment ordinaire.

### III.3. Conclusion

A partir des résultats de reconnaissance géotechnique par des essais in situ et au laboratoire, on peut conclut ce qui suit :

- La lithologie de terrain et formée par des formations sédimentaires représentés par des argiles limoneuses intercalées avec des niveaux et des blocs de nature gréseuse.
- Les valeurs de l'indice de plasticité (Ip) varient entre 33 et 38% indiquant d'après la classification de Sanglérat (1983) qu'on est en présence d'un sol argileux plastique à très plastique.
- Les valeurs obtenues pour les caractéristiques physiques des sols caractérisent un sol moyennement denses, faiblement humides, très proche de la saturation.
- D'après la classification de Ménard basée sur le rapport EM/PL le sol est classé de type : argiles sur-consolidées et d'après RPA/99 version 2003 basé sur la valeur du Module pressiométrique EM et la pression limite PL ; le site est classé en catégorie S2 (site ferme) caractérisé par des argiles limoneuses (sondages pressiométriques SP01, SP02, SP04, SP05 et SP06). Catégorie S1 (site rocheux) représenté par les formations gréseuses bien représenté dans le sondage SP03
- L'essai de compressibilité à l'œdomètre caractérise des sols : surconsolidé, moyennement compressible à assez fortement compressible et pouvant gonfler.
- L'analyse chimique du sol a signalé l'absence totale des sulfates caractérisant un sol non agressif, l'utilisation d'un ciment normal dans la confection du béton de fondations est recommandée.



**CHAPITRE IV**  
**DIMENSIONNEMENT DES**  
**FONDACTIONS PROFONDES**

**IV.1. Introduction**

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la stabilité d'une construction, ainsi que la bonne transmission des charges et leur diffusion dans le sol. Il existe deux manières principales de transférer les charges des structures vers les couches de sol sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

- Lorsque la structure est légère ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, des fondations peu profondes sont prises en compte.
- Lorsque le plancher de surface sur lequel repose la fondation devient incapable de résister aux pressions qui lui sont transmises, des fondations profondes (pieux) sont utilisées pour atteindre les couches résistantes en profondeur (Frank, 2019).

**IV.2. Présentation générale de l'ouvrage**

La présente étude a pour but le dimensionnement et la justification de l'infrastructure du Viaduc V-056.6 du PK 56+549 au PK 56+867. L'ouvrage en question s'inscrit dans le cadre du projet de la liaison autoroutière reliant le port de Djendjen à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma sur 110 km.

L'ouvrage objet de notre étude est un VIADUC de huit travées jumelées de 36 m, avec une largeur totale de  $2 \times 13,25$  m (largeur de la dalle y compris corniche 13.25 m). Le tablier est constitué de poutres en précontrainte préfabriquées en pré tension avec 8 poutres de 190 cm de haut espacées de 170 cm. Ces poutres transmettent les efforts vers l'infrastructure au moyen des appareils d'appui en élastomère fretté.

L'ouvrage se compose de 2 chaussées indépendantes (chaussée droite et chaussée gauche), chaque chaussée se compose de 3 voies de circulation de 3,50 m de largeur, pour une largeur totale de 12 m, une bande dérasée gauche de 0,5 m et une bande dérasée droite de 1 m, incliné d'un seul côté ayant un devers de 2,5 %, encadré par deux bordures de 0,5 m de part et d'autre, bordé par un dispositif de retenue de niveau de sécurité de H3, et comprend une corniches sur le bord extérieur (Fig. 14 ).

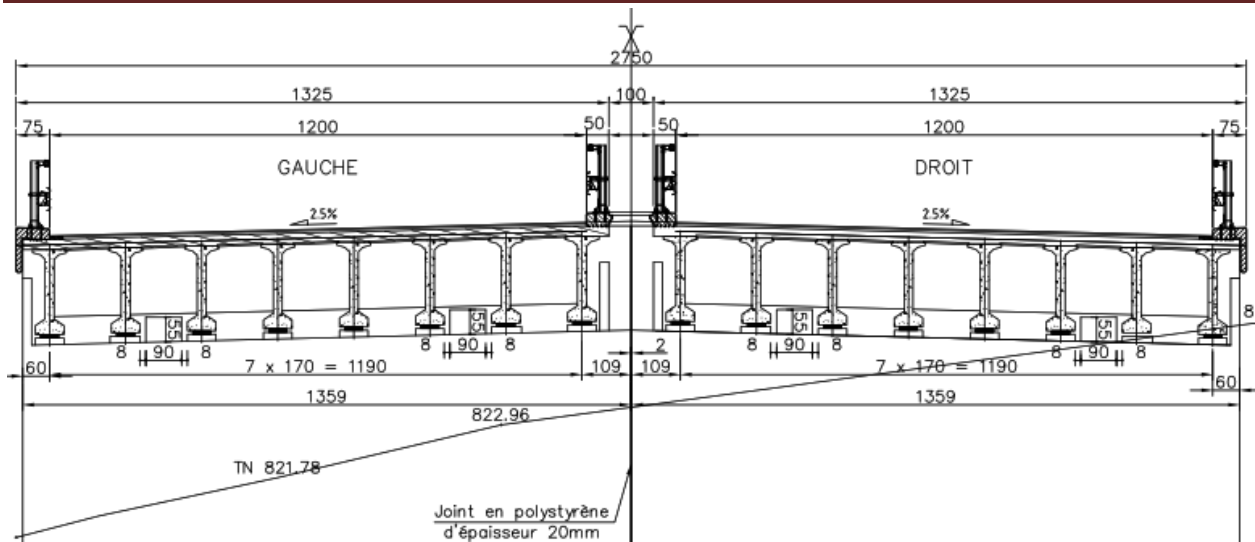


Figure.IV. 15. Coupe transversale de l'ouvrage (rapport SAPTA, 2018)

### IV.3. Présentation des paramètres de calcul

#### IV.3.1. Normes techniques

Pour les normes et règles de calcul, les principales utilisées sont :

- Béton armé : Fascicule 62 titre I
- Règlement parasismique : RPOA 2008
- Surcharges routières : RCPC 2008 et fascicule 61 titre II
- Calcul des fondations : Fascicule 62 titre V.
- Le pont est classé selon le Fascicule 61 titre 2 en 1ère classe (largeur roulable 12,00 m et largeur de voies = 3,5 m).
- Largeur du tablier :  $2 \times [0,75\text{m (dispositif de sécurité de gauche)} + 12,00\text{m (chaussée)} + 0,5\text{ m (dispositif de sécurité de droite)}] + 1,0\text{ m (TPC)} = 27,50\text{ m}$ , LR= 12,00 m, LC=12,00 m
- Surcharges routières :
  1. Système A(I).
  2. Système B.
  3. Charges militaires Mc 120.
  4. Convoi exceptionnel D240.
- Zone sismique : Zone II a.
- Groupe de pont : le pont est classé en groupe 1 selon le RPOA 2008 (pont stratégique).
- Coefficient d'accélération de zone :  $A=0,25$ .
- Catégorie du Site : type S2 (Site ferme).

### IV.3.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Béton armé :  $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$ .
- Revêtement : en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur (revêtement de 7,5 cm et étanchéité de 0,5 cm).
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Poids volumique des remblais :  $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ .
- Poids volumique de béton bitumineux  $\gamma_{rev} = 2.00 \text{ t/m}^3$
- Revêtement : 7.5 cm.

### IV.4. Descente de charge

Descente des charges et principe de répartition et de transfert des charges dans la structure dont le but est de connaître la répartition et les trajets des dites charges sur tous les éléments porteurs de la structure.

Étant donné que toute structure est soumise à des charges gravitationnelles, le chemin des forces se produit du niveau le plus élevé (toit) au niveau le plus bas (fondation).

Donc nous aurons à présenter les charges permanentes, les charges d'exploitation et à la fin nous terminons par la combinaison de ces charges.

#### IV.4.1. Combinaison des charges

Le calcul et la justification des pièces de la pile et des culées est fait selon les combinaisons suivantes : ELU, ELS.

- **Etat Limite Ultime**

La surcharge à l'état limite ultime est donnée par :  **$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 QA$**

- **Etat Limite de Service**

La surcharge à l'état limite de service est donnée par :  **$Q_{ELS} = G + 1.2 QA$**

Les coefficients 1.2, 1.35 et 1.5 sont données par les règles du fascicule 62.

## ➤ Pour les culées C1 et C2

Tableau .IV.22. Récapitulatif de descente de charge pour les culées C1 et C2

Poids d'éléments d'ouvrage	Charges permanentes (t)	
	Culée 01	Culée 02
Tablier	408,6	408,6
Des d'appuis	1,23	1,23
Mur garde grève	31,82	31,82
Corbeau	38,58	38,58
Dalle de transition	22,5	22,5
Mur frontale	266,66	266,66
Murs en retour	71,76	71,76
Semelle	308,25	308,25
Terres patin arrière	609,32	609,32
Terres patin avant	54,8	54,8
<b>Total =</b>	<b>1813,52</b>	<b>1813,52</b>
	Les charges d'exploitation (t)	
Surcharge A(l)	164,71	164,71
Surcharge Bc	147,46	147,46
Surcharge Mc120	107,40	107,40
<b>Total =</b>	<b>419,57</b>	<b>419,57</b>

## ✓ Pour les piles

Tableau .IV. 23. Récapitulatif de descente de charge pour les piles 01

Poids d'éléments d'ouvrage	Charges permanentes (t)						
	Pile 01	Pile 02	Pile 03	Pile 04	Pile 05	Pile 06	Pile 07
Poids du tablier	817,2	817,2	817,2	817,2	817,2	817,2	817,2
Poids des dés d'appuis	2,46	2,46	2,46	2,46	2,46	2,46	2,46
Poids du chevêtre	107,25	117	117	107,25	107	107	107
Poids du fut	132,54	329,87	270,96	132,54	92,78	86,15	99,4
Poids de la semelle	297	792	792	297	297	297	297
Terres sur semelle	147,8	234,59	234,59	147,8	147,8	147,8	147,8
<b>Total =</b>	<b>1504,25</b>	<b>2293,12</b>	<b>2234,21</b>	<b>1504,25</b>	<b>1464,24</b>	<b>1457,61</b>	<b>1470,86</b>
	Les charges d'exploitation (t)						
Surcharge A(1)	164,71	164,71	164,71	164,71	164,71	164,71	164,71
Surcharge Bc	147,46	147,46	147,46	147,46	147,46	147,46	147,46
Surcharge Mc120	107,40	107,40	107,40	107,40	107,40	107,40	107,40
<b>Total =</b>	<b>419,57</b>	<b>419,57</b>	<b>419,57</b>	<b>419,57</b>	<b>419,57</b>	<b>419,57</b>	<b>419,57</b>

La combinaison des charges nous permis de calculer les surcharges à l'état limite de service  $Q_{ELS}$  et ultime  $Q_{ELU}$  comme suite :

*Tableau .IV.24.Récapitulatif des charges pour les culées C1 et C2 et le pile*

Elément	Culée 01	Culée 02	Pile 01	Pile 02	Pile 03	Pile 04	Pile 05	Pile 06	Pile 07
<b>Q<sub>ELS</sub></b> (t)	2317,004	2317,004	2007,734	2796,604	2737,694	2007,734	1967,724	1961,094	1974,344
<b>Q<sub>ELU</sub></b> (t)	3077,607	3077,607	2660,092	3725,067	3645,538	2660,092	2606,079	2597,128	2615,016

#### IV.5. Dimensionnement des fondations de l'ouvrage

La détermination de la capacité portante d'un pieu peut se faire à l'aide de plusieurs méthodes :

- ✓ Utiliser des formules basées sur les résultats du martelage des pieux
- ✓ Il a étudié l'utilisation des équations constantes de la force portante en utilisant les lois théoriques de la mécanique des sols
- ✓ Interprétation des tests de charge pour un ou plusieurs substrats.
- ✓ Interprétation des courbes de pénétration obtenues soit par pénétration statistique, Soit à pénétration dynamique.

Pour le cas de notre étude, nous avons utilisés la méthode basée sur l'essai pressiométrique pour l'estimation de la force portante d'un pieu isolé.

#### IV.6. Capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique

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  $D_e$  (Fig.15 et 16). La pression pressiométrique limite équivalente sert au calcul de la résistance en pointe.

Pour le dimensionnement des fondations à partir du Préssiomètre Ménard, le fascicule 62, titre V, définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau 25, en fonction de la pression limite mesurée par le Préssiomètre Ménard.



Tableau .IV.25 Définition des catégories conventionnelles de sols (Fascicule n°62, titre V).

Classe de sol			Pressiomètre Pl (Mpa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0.7
	B	Argiles et limons mous	1.2 à 2.0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2.5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0.5
	B	Moyennement compacts	1.0 à 2.0
	C	Compacts	> 2.5
Craies	A	Molles	< 0.7
	B	Altérées	1.0 à 2.5
	C	Compacte	> 3.0
Marnes, Marno-calcaires	A	Tendres	1.5 à 4.0
	B	Compacts	> 4.5
Roches (1)	A	Altérées	2.5 à 4.0
	B	Fragmentées	> 4.5

<sup>(1)</sup> L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa

IV.6.1. Calcul de la charge limite totale  $Ql$

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a :

$$Ql = QP + QS$$

Où :

$QP$  : charge limite mobilisable sous la pointe de pieux.

$QS$  : charge limite mobilisable par frottement latéral entre le fut du pieu et le sol.

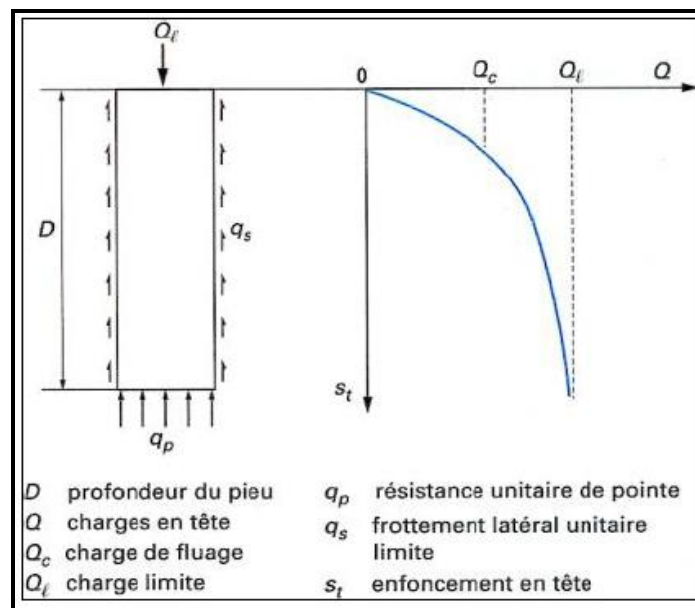


Figure IV.16. Courbe de chargement axial d'un pieu (Frank, 2019).

## a) La charge limite de la pointe

Selon le fascicule 62, titre V, de 1993, la charge limite de pointe est donnée par la formule ;

$$Q_p = A \cdot K_p \cdot P_{*le}$$

Avec ;

$A$  : section de pointe

$P_{*le}$  : Pression limite nette équivalente

$K_p$  : facteur de portance.

Tableau .IV.26. Valeurs du facteur de portance  $K_p$  (Fascicule n°62, titre V)

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
Roche altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

➤ Pression limite nette équivalente  $p_{le}$ 

C'est une pression moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante (Fig.) :

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

Avec :

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

$P_{*l}$  : pression limite obtenue à la profondeur (z) par interpolation linéaire entre les

$P_l$  mesurées immédiatement de part et d'autre de cette profondeur,

$a = B/2$  si  $B > 1$  m

$a = 0,5$  m si  $B < 1$  m

$b = \min \{ a, h \}$  ou h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse

Ce calcul n'est cependant valable que dans le cas d'une formation porteuse homogène, c'est-à-dire une couche pour laquelle les valeurs maximales de  $P_l$  n'excèdent pas 2 fois les valeurs minimales  $P_l$ .

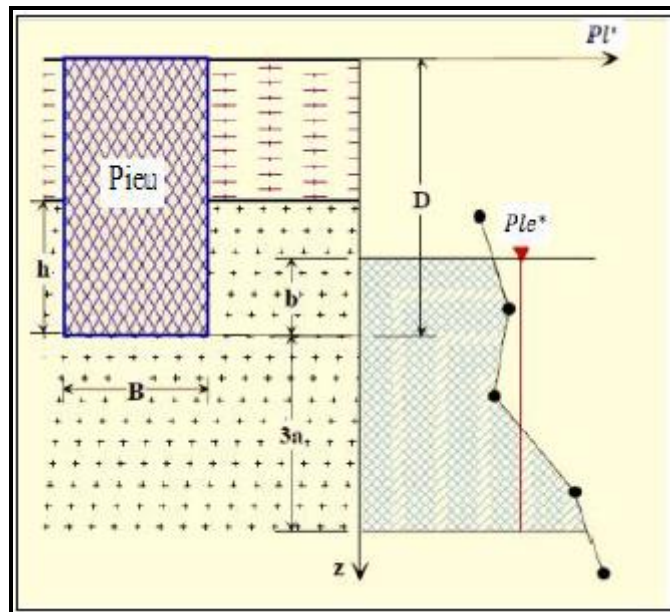


Figure IV.17. Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre (Frank, 1999).

Avec la hauteur d'encastrement équivalente  $De$  est définie selon le Fascicule N°62 –Titre V suivant la formulation :

$$De = \frac{1}{Pl_e^*} \int_0^D Pl^*(Z) dz$$

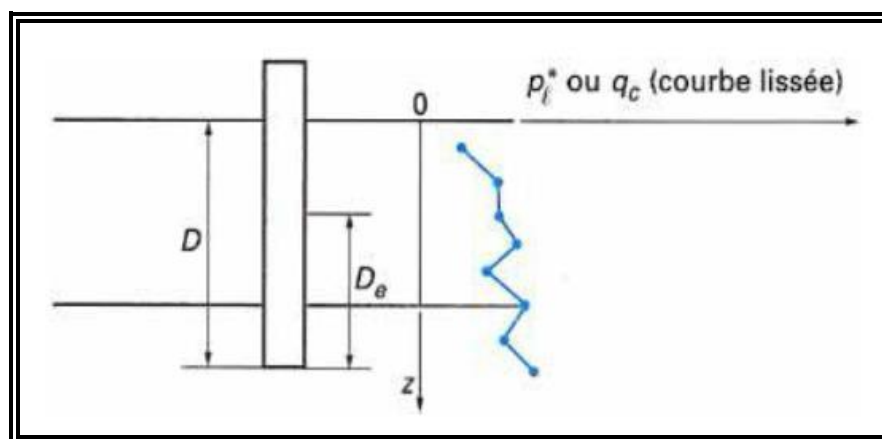


Figure IV.18. Définition de l'encastrement équivalent.

**b) La charge limite de frottement latéral**

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

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

Avec ;

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

$P$  : périmètre du pieu.

➤ **Frottement latéral unitaire limite  $q_s$**

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette  $P^*_l$  (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la figure IV.18.

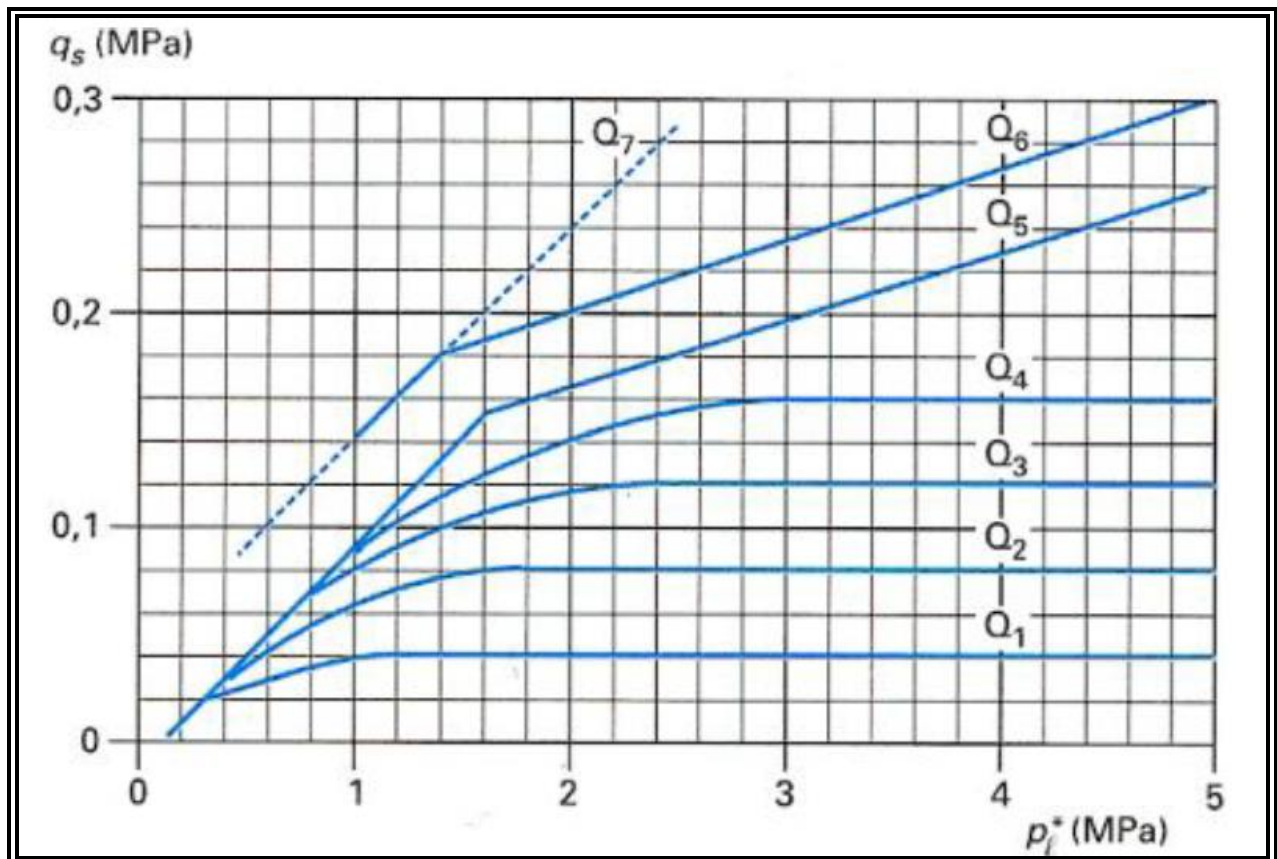


Figure IV.19. Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu. (Fascicule n°62, titre V).

Le choix de la courbe à utiliser est fonction :

- de la nature du sol.
- du type de pieu

Pour certains types de pieux forés, deux courbes sont proposées, l'une d'elles correspondant à des conditions particulières explicitées dans les renvois (1), (2) et (3) du tableau IV.27.

Tableau IV.27. Choix de la courbe de frottement latéral unitaire  $q_s$  (Fascicule n°62, titre V).

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	Q1	Q1, Q2(1)	Q2, Q3(1)				Q1	Q3	Q4, Q5(1)	Q3	Q4, Q5(1)	Q6
Foré à la boue	Q1	Q1, Q2(1)		Q1	Q2, Q1(2)	Q3, Q2(2)	Q1	Q3	Q4, Q5(1)	Q3	Q4, Q5(1)	Q6
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1, Q2(3)		Q1	Q2, Q1(2)	Q3, Q2(2)	Q1	Q2	Q3, Q4(3)	Q3	Q4	
Foré tubé (tube perdu)	Q1			Q1		Q2	(4)			Q2	Q3	
Puits (5)	Q1	Q2	Q3				Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Métal battufermé	Q1	Q2		Q2		Q3	(4)			Q3	Q4	Q4
Battu préfabriqué Béton	Q1	Q2		Q3			(4)			Q3	Q4	Q4
Battu moulé	Q1	Q2		Q2		Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	
Battu enrobé	Q1	Q2		Q3		Q4	(4)			Q3	Q4	
Injecté bassepression	Q1	Q2		Q3			Q2	Q3	Q4	Q5		
Injecté hautepression(6)		Q4	Q5	Q5		Q6		Q5	Q6	Q6		Q7(7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

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

(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) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

### V.5.1.2. Calcul de la charge admissible aux états limites

- **Etats limites ultime (ELU)**

A l'ELU, la charge admissible s'exprime d'après la règle du DTU 13.2 par la formule :

$$Q_{admELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_f$$

- **Etats limites de service (ELS)**

La charge admissible à l'ELS est donnée, d'après la règle du DTU 13.2 par la formule :

$$Q_{admELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_f$$

### IV.6.3. Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé (sondage N° 1) à partir des résultats d'essai pressiométrique

#### a) Calcul d'effort de pointe $Q_p$

$$Q_p = A \cdot K_p \cdot P^* \cdot l_e$$

$$A = \pi \cdot B^2 / 4 = 3.14 \cdot 1.4^2 / 4 = 1.13 \text{ m}^2; K_p = 1.2; a = 0.6; b = 0.6; D = 12$$

$$P^* = \frac{1}{(3 \cdot 0.6) + 0.6} \int_{12-0.6}^{12+3 \cdot 0.6} P_l \cdot (Z) dz$$

$$P^* \cdot l_e = 29.98 \text{ bar}$$

$$Q_p = 1.13 \cdot 1.2 \cdot 29.98 \cdot 10 = 404.81 \text{ t}$$

#### b) Calcul de frottement latéral $Q_s$

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

$$Q_s = 3.14 \cdot 1.2 \cdot 8.69 \cdot 10 = 327.62 \text{ t}$$

#### c) Calcul de la charge verticale limite $Q_L$

$$Q_L = Q_p + Q_s \rightarrow Q_L = 404.81 \text{ t} + 327.62 \text{ t} = 732.43 \text{ t}$$

#### d) Calcul de la charge admissible l'ELU $Q_{adm}$

$$Q_{admELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_s = (0.5 \cdot 404.81) + (0.75 \cdot 327.62) = 448.12 \text{ t}$$

#### e) Calcul de la charge admissible à l'ELS $Q_{adm}$

$$Q_{admELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_s = (0.33 \cdot 404.81) + (0.5 \cdot 327.62) = 297.40 \text{ t}$$

Tableau IV.28. Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de l'essai Pressiométrique

N° Sondage	Hauteur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Résistance limite sous la pointe $Q_p$ (T)	Résistance au frottement latérale $Q_s$ (T)	Force portante d'un pieu $Q_L$ (T)	Capacité portante à l'état service ELS $Q_{adm}$ (t)	Capacité portante à l'état ultime ELU $Q_{adm}$ (t)
SP 01 Culée 01 Droite	12		404,81	327,62	732,43	297,4	448,12
	14		429,58	389,66	819,24	336,59	507,04
	16		430,36	452,22	882,58	368,13	554,34
SP 01 Culée 01 Gauche	12		346,03	284,67	630,70	256,52	386,52
	14		375,76	353,50	729,26	300,75	453,01
	16		398,15	421,39	819,54	342,08	515,12
SP04 Pile 01 Droite	12		337,51	222,23	559,74	332,49	335,43
	14		337,37	259,39	596,76	341,03	363,23
	16		336,97	296,64	633,61	359,52	390,96
SP04	12		328,25	222,78	551,03	249,71	331,21



<b>Pile 01 Gauche</b>	14	327,41	261,58	588,99	338,84	359,89
	16	328,27	300,16	628,43	358,41	389,26
<b>SP04 pile 02 Droite</b>	12	340,44	219,58	560,02	294,48	334,91
	14	340,44	256,33	596,77	300,77	362,47
	16	340,44	293,57	634,01	359,13	390,40
<b>SP04 pile 02 Gauche</b>	12	328,25	222,78	551,03	268,87	331,21
	14	327,41	261,58	588,99	315,28	359,89
	16	328,27	300,16	628,43	322,45	389,26
<b>SP 05 pile 03 Droite</b>	12	435,93	231,56	667,49	345,51	391,64
	14	344,07	268,53	612,60	347,81	373,43
	16	344,07	305,75	649,82	366,42	401,35
<b>SP 05 pile 03 Gauche</b>	12	331,31	226,32	557,63	268,49	335,40
	14	381,70	265,09	646,79	292,19	389,67
	16	429,78	313,30	743,08	298,48	449,87
<b>SP 05 pile 04 Droite</b>	12	435,93	231,56	667,49	310,64	391,64
	14	344,07	268,53	612,60	327,81	373,43
	16	344,07	305,75	649,82	366,42	401,35
<b>SP 05 pile 04 Gauche</b>	12	331,31	226,32	557,63	322,49	335,40
	14	381,70	265,09	646,79	358,51	389,67
	16	429,78	313,30	743,08	398,48	449,87
<b>SP 02 Pile 5 Droite</b>	12	256,84	256,80	513,64	313,16	321,02
	14	250,04	303,51	553,55	334,27	352,65
	16	256,59	354,07	610,66	361,71	393,85
<b>SP 02 Pile 5 Gauche</b>	12	217,00	245,88	462,88	203,3	292,91
	14	255,97	296,65	552,62	342,8	350,47
	16	267,31	347,15	614,46	361,79	394,02
<b>SP 02 pile 6 Droite</b>	12	256,84	256,80	513,64	343,16	321,02
	14	250,04	303,51	553,55	334,27	352,65
	16	256,59	354,07	610,66	361,71	393,85
<b>SP 02 pile 6 Gauche</b>	12	217,00	245,88	462,88	208,55	292,91
	14	255,97	296,65	552,62	332,8	350,47
	16	267,31	347,15	614,46	361,79	394,02
<b>SP 06 Pile 07 Droite</b>	12	365,66	323,82	689,48	299,58	425,70
	14	367,08	380,32	747,40	311,3	468,78
	16	367,08	436,96	804,04	339,62	511,26
<b>SP 06 Pile 07 Gauche</b>	12	359,41	307,24	666,65	282,23	410,13
	14	343,76	364,62	708,38	325,75	445,34
	16	330,66	407,57	738,23	332,9	471,01
<b>SP 06 Culée 02 Droite</b>	12	365,66	349,96	715,62	295,65	445,30
	14	367,08	411,67	778,75	346,97	492,29
	16	367,08	473,50	840,58	387,89	538,66
<b>SP 06 Culée 02 Gauche</b>	12	347,09	355,86	702,95	292,47	440,44
	14	333,99	398,54	732,53	319,49	465,90
	16	359,00	460,84	819,84	388,89	525,13

## IV.7. Comportement d'un groupe de pieux

### IV.7.1. Evolution de la capacité portante sous sollicitation axiales

La charge verticale limite d'un groupe de N pieu doit être inférieure à N fois la charge limite d'un pieu isolé travaillant dans les mêmes conditions. Le coefficient d'efficacité  $C_e$  d'un pieu en termes de capacité portante, est défini comme suit (Bouafia, 2010) :

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

Avec ;

N : le nombre de pieu.

- **Cas d'entre-axe supérieur à 3 fois diamètre**

Une des règles suivante adoptée ;

- Le coefficient d'efficacité  $C_e$  est pris égal à 1 pour un être-axe de 8 fois le diamètre et 0.7 pour un entre-axe de 3 fois le diamètre, et varie linéairement entre les deux
- Le coefficient d'efficacité  $C_e$  peut être aussi calculé par la formule suivante (Convese-Labarre).

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

Avec :

**B** : le diamètre d'un pieu, **S** : l'entre-axes, **m** et **n** : le nombre de lignes et de colonnes du groupe de pieux.

### IV.7.2. Détermination de la capacité portante du groupe de pieux

#### IV.7.2.1. A partir des résultats de l'essai Pressiométrique

- **Cas de la Culée 01 (Droite)**

On a :  $\varnothing=1,2$  m ;  $D=14$  m ;  $S = 3,6$  et  $C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$  ;  $C_e = 0,74$

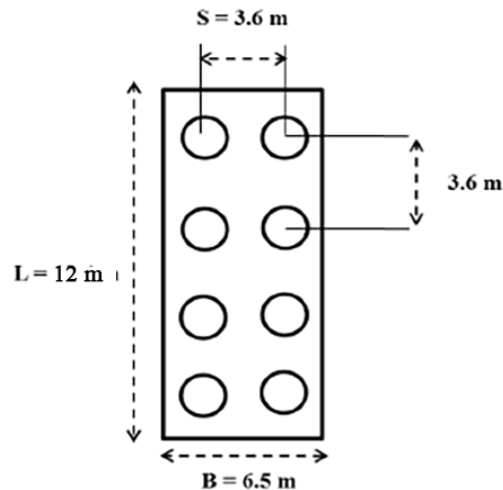
Les descentes des charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1813,52 t**

- Pour une profondeur de 14 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **336,59 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 8 pieux environ.
- On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m (3,0  $\varnothing$ ) et un nombre de pieux égal à 8, puis on va vérifier le choix.
- Le coefficient d'efficacité ( $C_e$ ) est de 0,74
- La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est :  $Q_{g\ ELS} = N \times C_e \times Q_{adm\ ELS}$

$Q_{g\ ELS} = 8 \times 0,74 \times 336,59 = 1992,61 > 1813,52\ t \rightarrow$  **Condition vérifiée**, mais à la limite de la charge totale.

➤ On vérifie pour une profondeur de 16 m et un nombre de pieu égal à 8 pieux.

$Q_{g\ ELS} = 8 \times 0,74 \times 368,13 = 2179,32 > 1813,52\ t \rightarrow$  **Condition vérifiée**.



*Figure.IV.20. Schéma de conception de la semelle de la culée 01.*

#### • Cas de la Pile 02 (Gauche)

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **2293,12 t**

➤ Pour une profondeur de 12 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **268,87 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 9 pieux environ.

➤ On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m (3,0 Ø) et un nombre de pieux égal à 9-12, puis on va vérifier le choix.

➤ Le coefficient d'efficacité ( $C_e$ ) est de 0,71

➤ La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est :  $Q_{g\ ELS} = N \times C_e \times Q_{adm\ ELS}$

$Q_{g\ ELS} = 12 \times 0,71 \times 268,87 = 2290,77 < 2293,12\ t \rightarrow$  **Condition non vérifiée**.

➤ On vérifie pour une profondeur de 16 m et un nombre de pieu égal à 12 pieux.

$Q_{g\ ELS} = 12 \times 0,71 \times 315,28 = 2686,1856\ t > 2293,12\ t \rightarrow$  **Condition vérifiée**.

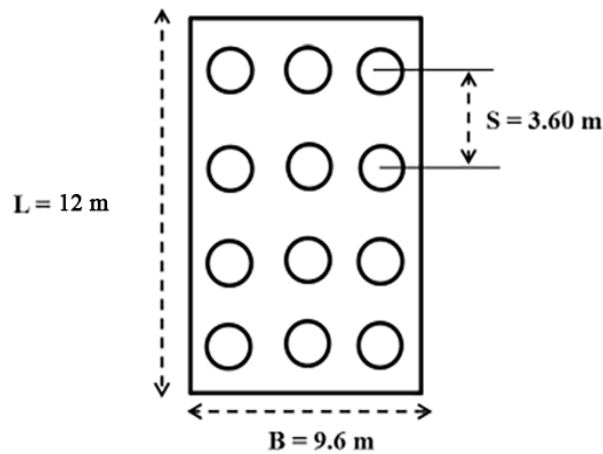


Figure.IV.21. Schéma de conception de la semelle de la Pile 02.

Le tableau 31 ci-dessous présente les résultats finaux de calcul de la charge limite de groupe de pieux pour l'ensemble des appuis (piles et culées) du viaduc pour un entraxe de  $3\emptyset$  (3.6 m) et diamètre 1.20 m, vérifiés par rapport à la charge limite totale transmise par la superstructure (charge permanente et charge d'exploitation).

Tableau.IV.29. Résultats de calcul de la charge limite de groupe de pieux.

N° Sondage	Hauteur de pieu (m)	Nombre de rangé "m"	Nombre de Pieu	Nombre de pieu par rangée "n"	Ce Méthode Converse-Labarre	Charge limite du groupe de pieu (tonne)
SP 01 Culée 01 Droite	12	2	8	4	0.74	1342,0048
	14	2	8	4	0.74	1992,6128
	16	2	8	4	0.74	2179,3296
SP 01 Culée 01 Gauche	12	2	8	4	0.74	1342,0048
	14	2	8	4	0.74	1780,44
	16	2	8	4	0.74	2025,1136
SP04 Pile 01 Droite	12	2	8	4	0.74	1968,3408
	14	2	8	4	0.74	2018,8976
	16	2	8	4	0.74	2128,3584
SP04 Pile 01 Gauche	12	2	8	4	0.74	1478,2832
	14	2	8	4	0.74	2005,9328
	16	2	8	4	0.74	2121,7872
SP04 Pile 02 Droite	12	3	12	4	0.71	2508,9696
	14	3	12	4	0.71	2562,5604
	16	3	12	4	0.71	3059,7876
SP04 Pile 02 Gauche	12	3	12	4	0.71	2290,7724
	14	3	12	4	0.71	2686,1856
	16	3	12	4	0.71	2747,274
SP 05 Pile 03 Droite	12	3	12	4	0.71	2943,7452
	14	3	12	4	0.71	2963,3412
	16	3	12	4	0.71	3121,8984
SP 05 Pile 03 Gauche	12	3	12	4	0.71	2287,5348
	14	3	12	4	0.71	2489,4588
	16	3	12	4	0.71	2543,0496
SP 05	12	2	8	4	0.74	1838,9888

<b>Pile 04 Droite</b>	14	2	8	4	0.74	1940,6352
	16	2	8	4	0.74	2169,2064
<b>SP 05 Pile 04 Gauche</b>	12	2	8	4	0.74	1909,1408
	14	2	8	4	0.74	2122,3792
	16	2	8	4	0.74	2359,0016
<b>SP 02 Pile 5 Droite</b>	12	2	8	4	0.74	1853,9072
	14	2	8	4	0.74	2141,3232
	16	2	8	4	0.74	2141,3232
<b>SP 02 Pile 5 Gauche</b>	12	2	8	4	0.74	1203,536
	14	2	8	4	0.74	2029,376
	16	2	8	4	0.74	2141,7968
<b>SP 02 Pile 6 Droite</b>	12	2	8	4	0.74	2031,5072
	14	2	8	4	0.74	1978,8784
	16	2	8	4	0.74	2141,3232
<b>SP 02 Pile 6 Gauche</b>	12	2	8	4	0.74	1234,616
	14	2	8	4	0.74	1970,176
	16	2	8	4	0.74	2141,7968
<b>SP 06 Pile 07 Droite</b>	12	2	8	4	0.74	1773,5136
	14	2	8	4	0.74	1842,896
	16	2	8	4	0.74	2010,5504
<b>SP 06 Pile 07 Gauche</b>	12	2	8	4	0.74	1670,8016
	14	2	8	4	0.74	1928,44
	16	2	8	4	0.74	1970,768
<b>SP 06 Culée 02 Droite</b>	12	2	8	4	0.74	1750,248
	14	2	8	4	0.74	2054,0624
	16	2	8	4	0.74	2296,3088
<b>SP 06 Culée 02 Gauche</b>	12	2	8	4	0.74	1731,4224
	14	2	8	4	0.74	1891,3808
	16	2	8	4	0.74	2302,2288

#### IV.8. Conclusion

Sur la base de l'importance de l'ouvrage et des résultats de l'étude géotechnique, une conception de l'ouvrage sur des fondations profondes a été adoptée. La conception du système de fondation a été effectuée en adoptant la méthode pressiométrique et en prenant en considération la charge transmise par la superstructure (charge permanente et charge d'exploitation) pour vérifier le choix préconisé. A l'issue des résultats de calcul de la charge limite de pieux isolé et de groupe de pieux, nous recommandons d'adopter le système de fondation récapitulés dans le tableau 32 suivant :

*Tableau.IV.30. Tableau récapitulatif du système de fondation adoptée (charge limite du groupe de pieu, longueur).*

N° Sondage	Hauteur de pieu (m)	Nombre de rangé "m"	Nombre de Pieu	Nombre de pieu par rangée "n"	Ce Méthode Converse-Labarre	Charge limite du groupe de pieu (tonne)
<b>Culée 01 D</b>	14	2	8	4	0.74	1992,61
<b>Culée 01 G</b>	16	2	8	4	0.74	2025,11
<b>Pile 01 D</b>	12	2	8	4	0.74	1968,34
<b>Pile 01 G</b>	14	2	8	4	0.74	2005,93
<b>Pile 02 D</b>	12	3	12	4	0.71	2508,96
<b>Pile 02 G</b>	14	3	12	4	0.71	2686,18
<b>Pile 03 D</b>	12	3	12	4	0.71	2943,74
<b>Pile 03 G</b>	14	3	12	4	0.71	2489,45
<b>Pile 04 D</b>	12	2	8	4	0.74	1838,98
<b>Pile 04 G</b>	14	2	8	4	0.74	2122,37
<b>Pile 5 D</b>	12	2	8	4	0.74	1853,90
<b>Pile 5 G</b>	14	2	8	4	0.74	2029,37
<b>Pile 6 D</b>	12	2	8	4	0.74	2031,50
<b>Pile 6 G</b>	14	2	8	4	0.74	1970,17
<b>Pile 07 D</b>	12	2	8	4	0.74	1773,51
<b>Pile 07 G</b>	14	2	8	4	0.74	1928,44
<b>Culée 02 D</b>	16	2	8	4	0.74	2296,30



**CHAPITRE V**  
**MODÉLISATION DE L'INTERACTION**  
**SOL – STRUCTURE**

## V.1. Introduction

Les problèmes géotechniques et hydrogéologiques qui sont posés dans les conceptions des ouvrages, peuvent être étudiés et traités par plusieurs logiciels ; GEO-SLOPE International Ltd est un de ces logiciels ;

GEO-SLOPE est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme les glissements de terrain, les tassements, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel : SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W.

Le sous-programme qui nous intéresse est le SIGMA/W : ce programme de calcul est un programme qui permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes /déformation (par la méthode des éléments finis).

La réalisation d'une modélisation numérique passe par les étapes suivantes :

- Le modèle conceptuel
- La géométrie du problème (ou du modèle)
- La géométrie du maillage en fonction du problème et des résultats attendus ;
- Les conditions aux frontières
- Les lois de comportement à utiliser et les paramètres du sol (ou matériau) requis par code.

## V.2. Logiciel SIGMA/W

### V.2.1. Définition

Peut être utilisé pour effectuer des analyses en contraintes / déformations des ouvrages et structures. Sa formulation complète permet d'analyser des problèmes à la fois simple et très complexes. Par exemple, vous pouvez effectuer une simple analyse de déformation élastique linéaire ou une analyse en contraintes effectives, élasto-plastiques non linéaires hautement sophistiquées.

Lorsqu'il est associé à un autre logiciel, il peut également modéliser la génération et la dissipation de la pression interstitielle dans un sol en réponse à des charges externes en utilisant une formulation entièrement couplée ou non couplée.

SIGMA/W a des applications dans l'analyse et la conception de projets de génie civil, géotechnique et minier. Le sens court est qu'il nous permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes – déformations (par la méthode des éléments finis).

### V.3. Modélisation numérique par éléments finis

La méthode de modélisation numérique par éléments finis (MEF) consiste à discrétiser un domaine et résoudre un système d'équations en dérivées partielles (EDP) pour obtenir une solution approchée.

Elle permet de donner une modélisation géométrique complexe des ouvrages, l'hétérogénéité du comportement des matériaux, le comportement non linéaire des sols et des roches, le couplage entre les comportements mécanique et hydraulique et autre aspects essentiels.

#### a) Discrétisation du maillage

SIGMA/W utilise des algorithmes spécifiques aux problèmes géotechniques, permettant le développement et l'affectation automatique de maillages à la géométrie. D'autre part, la limitation de la puissance de calcul des ordinateurs oblige les utilisateurs à maîtriser la discrétisation automatique générée par ces algorithmes disponibles afin de trouver un équilibre entre le temps de calcul et la précision de la solution. Avant de l'utiliser pour des calculs d'application l'analyse de sensibilité du réseau est indispensable.

#### b) Condition aux frontières

C'est une étape nécessaire pour une définition précise et complète du problème exposé et une modélisation numérique correcte. Il y'a plusieurs types de conditions aux frontières disponible sur SIGMA/W, on cite : Contrôle du déplacement (tassement), des forces de la pression de fluide, des débits hydrauliques, etc. Ces conditions aux frontières sont appliquées à l'aide de SIGMA/W sur les nœuds et les segments des éléments, avec l'application des conditions initiale au début de chaque étape de simulation (Géo-Studio Tutorials, 2007).

#### c) Propriété des matériaux

SIGMA/W est constitué de cinq (5) modèles : linéaire élastique, élastique-anisotrope, élastique non linéaire (hyperbolique), élasto-plastique (EP-MC) et le modèle Cam-Clay modifié (CCM).

Il permet aussi aux utilisateurs d'introduire leurs propres modèles (User defined modèles) afin de mieux représenter le comportement de certains matériaux. Le choix de chaque modèle dépend du type d'analyse que l'utilisateur souhaite effectuer (analyse avec ou sans pressions interstitielles par exemple) et du type de matériau modélisé.

#### V.4. Application au projet du viaduc V 56.6

##### a) Géométrie du problème

Dans le cas du passage supérieur objet de notre étude et selon les recommandations faites dans le chapitre dimensionnement des fondations profondes ; nous aborderons trois cas de modélisation (deux appuis) représentative de notre ouvrage :

- Culée 01 : groupe de (08) pieux (02 rangées), diamètre des pieux de 1.20 m, un entraxe de 3.60 m et un encastrement de 16 m.
- Piles 02 : fondée sur un groupe de (12) pieux (3 rangées), avec un diamètre de 1.20 m, un entraxe de 3.6 m et un encastrement de 16 m.

##### b) Définition des paramètres des matériaux

*Tab.V.31. Paramètres physico-mécaniques du sol de fondation et des pieux*

Paramètre	Symbole	Argilite compact grisâtre	Pieu
Modèle du matériau	Modèle	Elasto-plastique	Linéaire-Elastic
Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	21.5	25
Module de Young (kN/m <sup>2</sup> )	$E_{ref}$	300000	$32 \cdot 10^6$
Coefficient de poisson	$\nu$	0.33	0.2
Cohésion (kN/m <sup>2</sup> )	C	61	0
Angle de frottement (°)	$\varphi$	45	0

##### c) Génération du maillage

L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), il peut également présenter quelque région du sol ou/et le voisinage d'un élément avec un maillage plus finement.

On a utilisé pour la modélisation du présent projet la maille triangulaire de 0.5 m, avec un nombre d'éléments de 7412 et un nombre de nœuds de 7581, pour les conditions aux limites le tassement est pris égal à zéro par rapport à x et y le long de la géométrie avec une contrainte de la superstructure variable en fonction de l'appui (Fig.21).

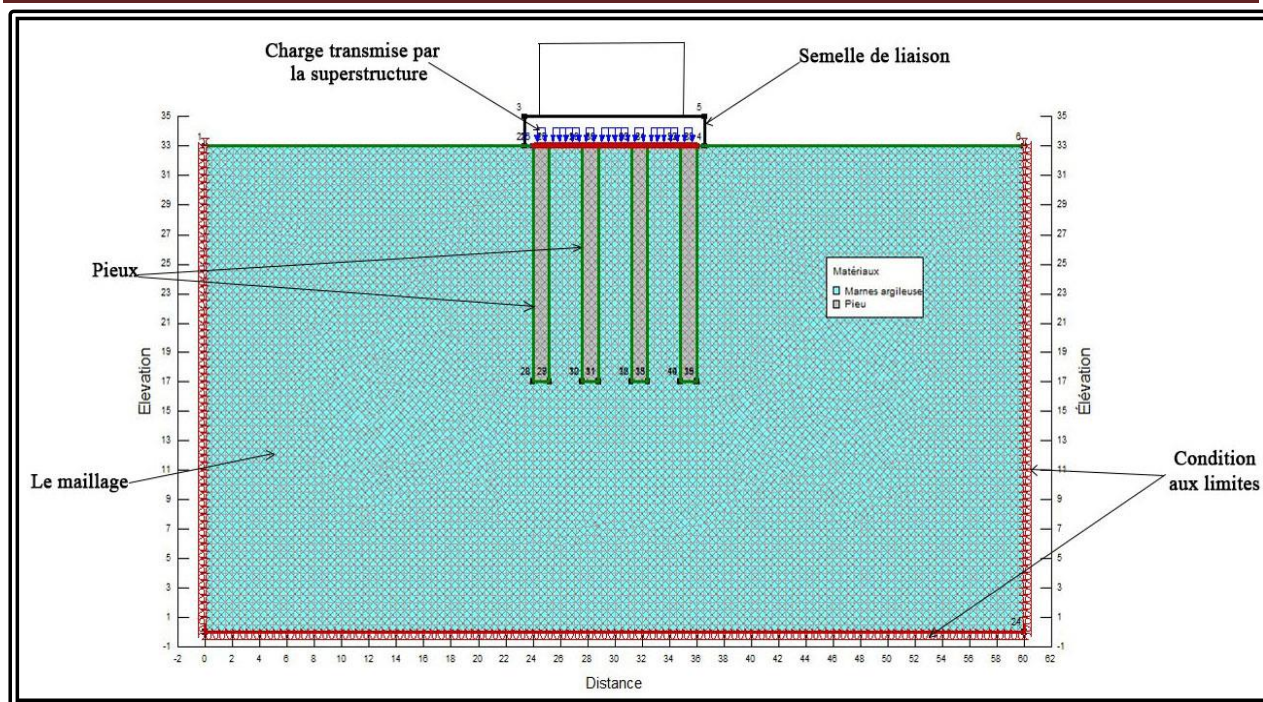


Figure.V.22.Exemple de génération du maillage et délimitation des conditions aux limites.

**d) Charge de la superstructure**

Tableau.V.32. Charge de la superstructure en fonction de l'appui.

Appuis	Charge en Kpa
Culée 01	228,00
Pile 01	189,07
Pile 02	195,15
Pile 03	190,15
Pile 04	189,07
Pile 05	184,07
Pile 06	183,19
Pile 07	184,86
Culée 02	228,00

**e) Visualisation des résultats**

SIGMA/W permet l'affichage des résultats suivants :

- La déformation du maillage.
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux).
- Les contraintes totales.

Ces résultats sont visibles sous trois formes :

- Vecteurs.
- Iso-valeur par zone « Shading ».
- Courbe contour des différentes zones.

Les résultats de modélisation de chaque fondation sont représentés par les figures suivantes :

➤ Cas de la Culée 01

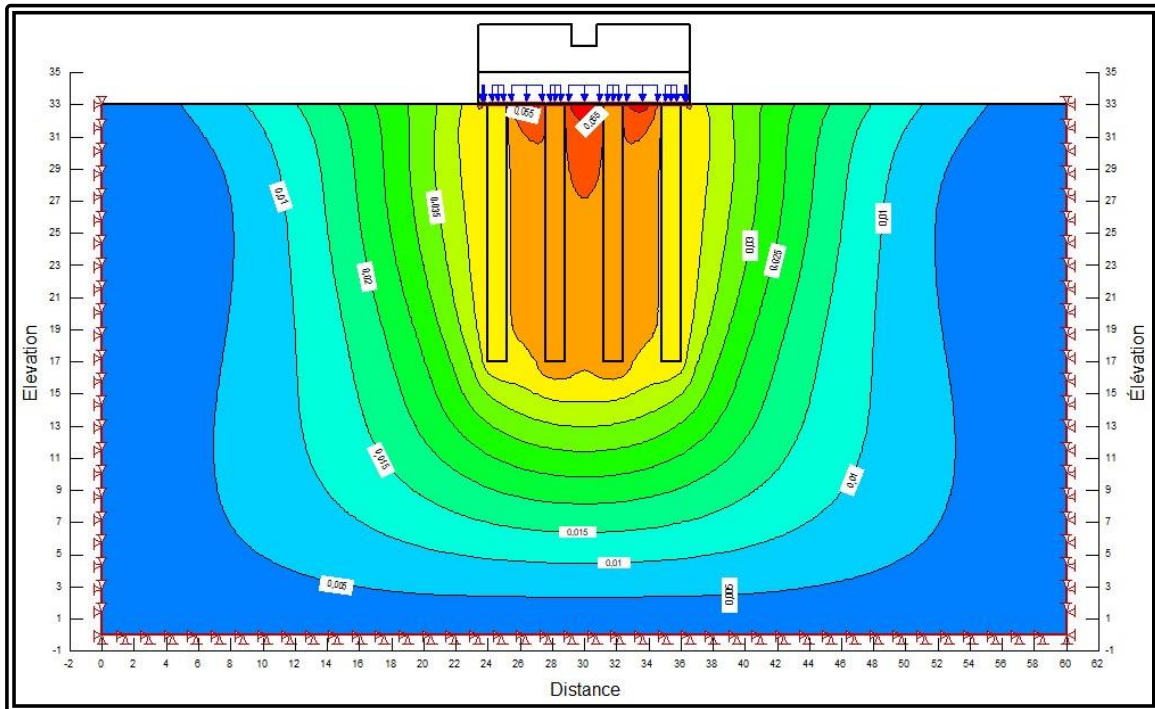


Figure.V.23. Iso-valeurs de tassement vertical (Culée 01, groupe de pieux 4x2).

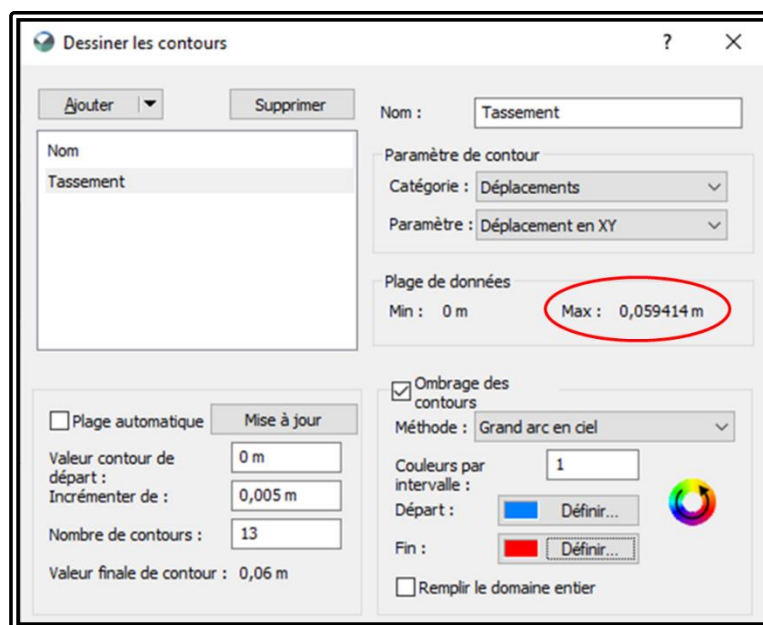


Figure.V.24. Valeur maximale de tassement en mètre (culée 01).



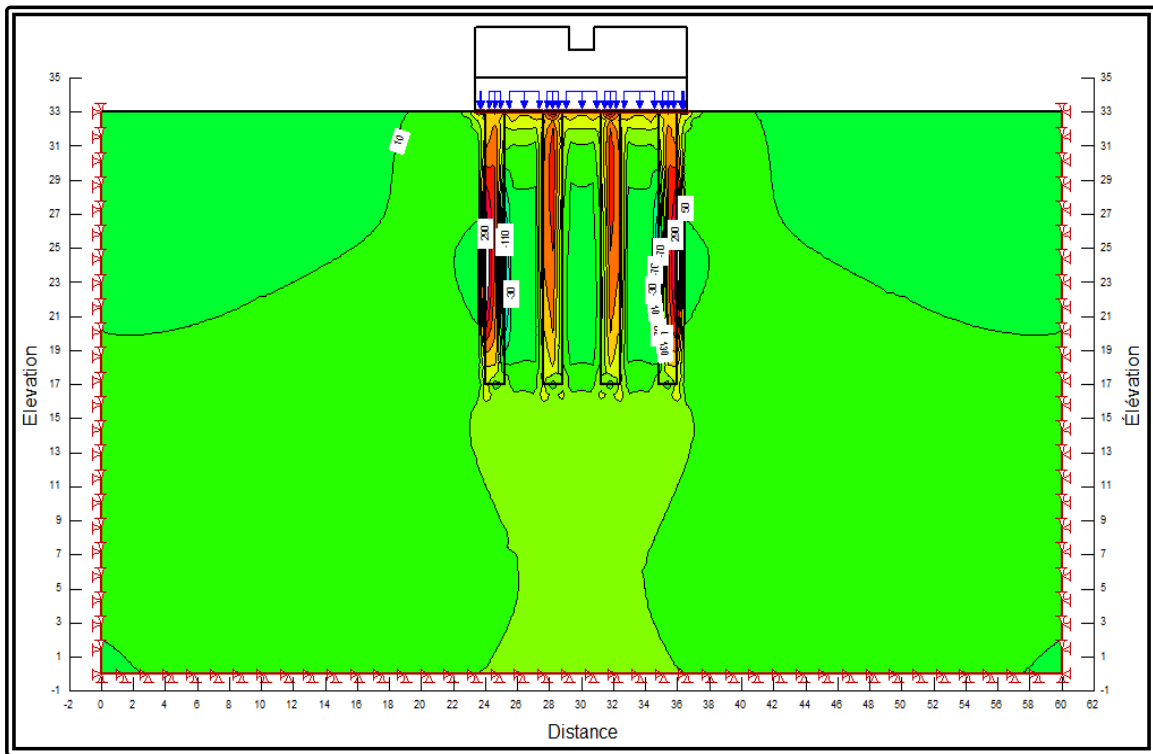


Figure.V.25. Iso-valeurs des contraintes totales moyennes (Culée 01).

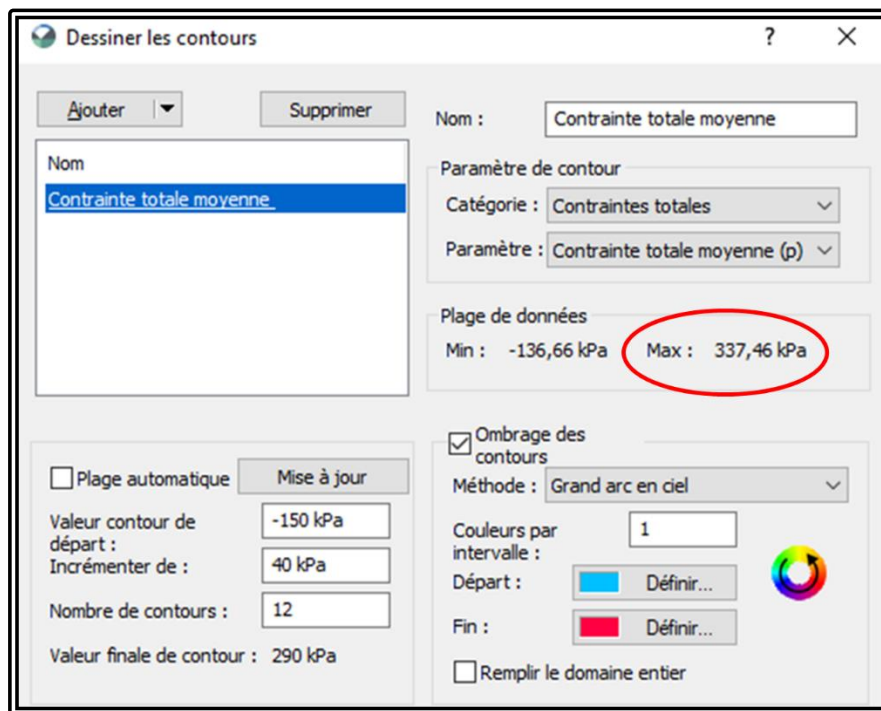


Figure.V.26. Valeurs des contraintes totales moyenne en Kpa (culée 01).

➤ Cas de la Pile 02

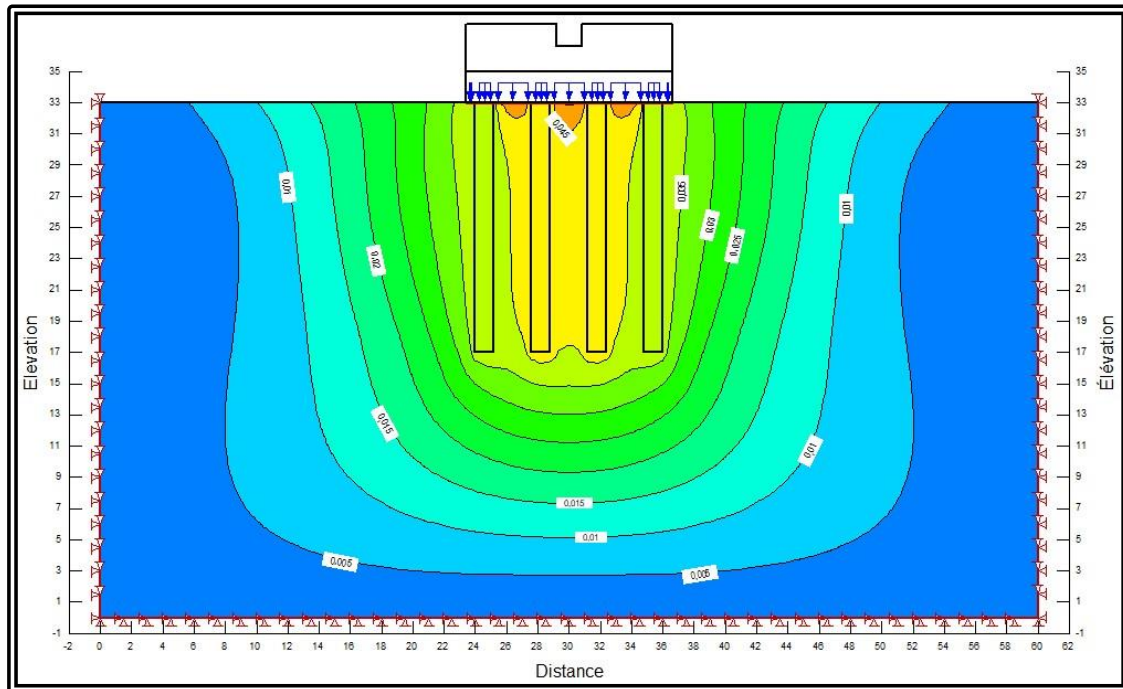


Figure.V.27. Iso-valeurs des tassements verticaux (Pile 02 groupe de pieux 4x3).

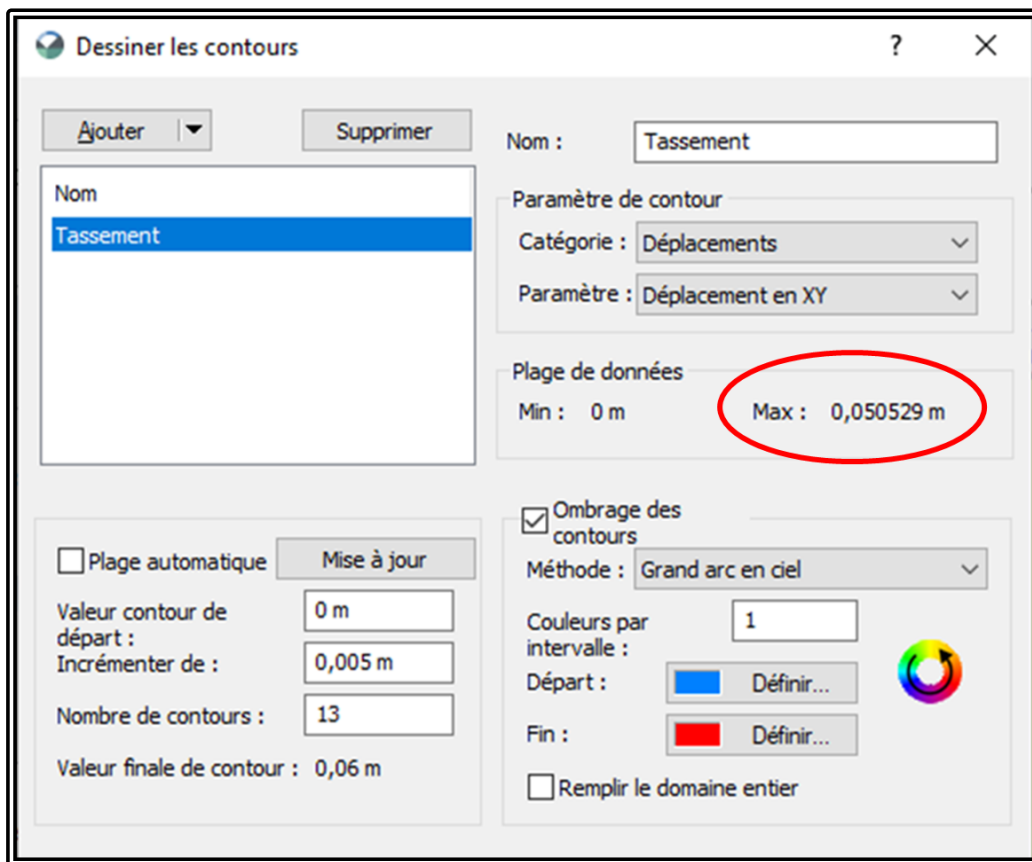


Figure.V.28. Valeur maximale du tassement en mètres (Pile 02).

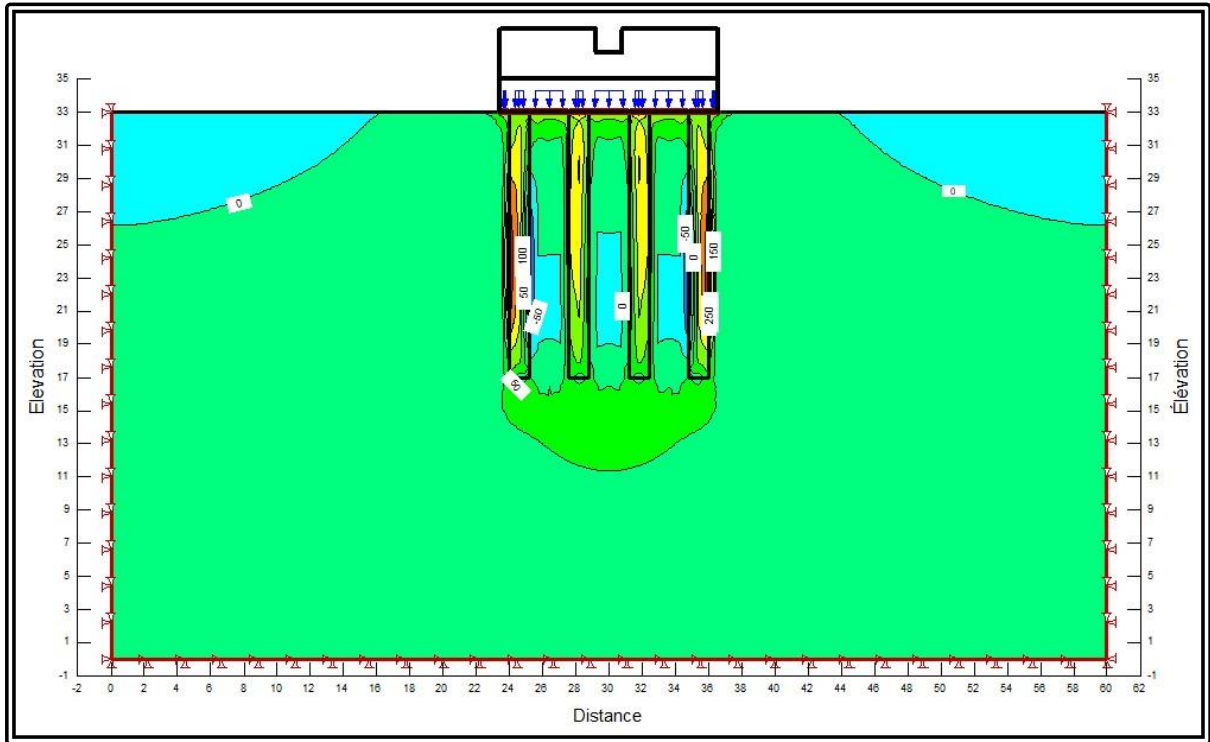


Figure.V.29. Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (pile 02).

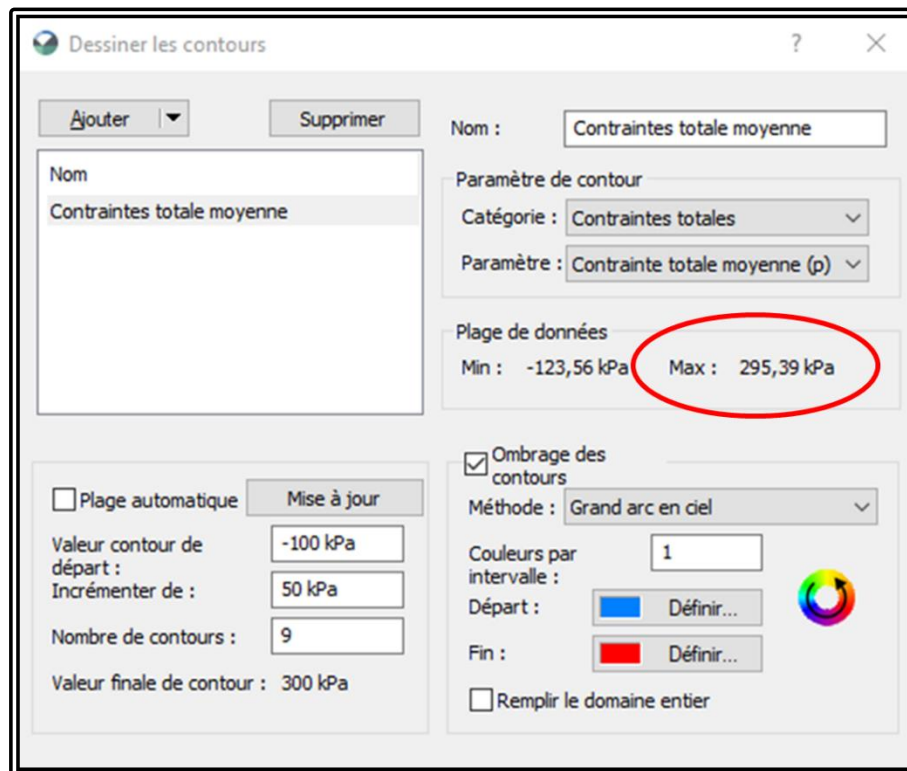


Figure.V.30. Valeurs des contraintes totales moyennes en Kpa (pile 02).

Les valeurs des déplacements (tassements) déterminés pour les divers appuis de l'ouvrage, sont récapitulés dans le tableau V.33 ci-dessous :

*Tab.V.33. Valeurs des tassements du groupe de pieux des différents appuis.*

Appuis	Disposition des pieux	Charges en tonne	Tassement en (cm)	Tassement moyen en (cm)
<b>Culée 01</b>	8	1813,52	5,94	5,1
<b>Culée 02</b>	8	1813,52	5,94	
<b>Pile 01</b>	8	1504,25	4,85	
<b>Pile 02</b>	12	2293,12	5,05	
<b>Pile 03</b>	12	2234,21	4,96	
<b>Pile 04</b>	8	1504,25	4,85	
<b>Pile 05</b>	8	1464,24	4,78	
<b>Pile 06</b>	8	1457,61	4,73	
<b>Pile 07</b>	8	1470,86	4,79	

## V.5. Conclusion

La modélisation effectuée à l'aide du logiciel Géo-studio 2019 (i.e. SIGMA/W) des différents appuis de l'ouvrage, en fonction des systèmes de fondation proposés et validés ( $\emptyset$  des pieux de 1,20 m, entraxe de 3.6 m et un débord de 0.6 m) a permis de constater que :

- L'interaction entre les semelles et les pieux est correctement estimée et traduite par l'évolution des déplacements en tête des appuis.
- La valeur du déplacement (tassement) maximal pour les divers appuis est de 5,0 cm en moyenne qui est largement admissible.
- Les charges transmises par la superstructure sont essentiellement reprises par les fondations (pieux), d'où on constate une concentration des contraintes au sein des pieux.
- Les résultats numériques font état de contrainte totale maximale de 337 Kpa en tête des pieux.

# CONCLUSION GENERALE

---

## *Conclusion générale*

L'analyse présentée dans ce travail concerne la faisabilité de fondations profondes du futur viaduc V56.6 situé entre les PK56+549 et PK56+867. Cette étude est basée sur des études géologiques, géotechniques, qui ont permis d'identifier de nombreux paramètres mécaniques qui caractérisent le comportement d'un sol naturel par différents types d'essais in-situ et en laboratoire.

L'objectif de ce travail est de présenter les calculs des charges limite d'un pieux isolé et de groupe de pieux par la méthode pressiométrique, en se basant sur les résultats de l'essai pressiométrique, qui se révèle être très pratique. De plus, elle s'adapte beaucoup aux types de sol hormis les terrains rocheux ou très compressibles.

Les résultats de calcul de la capacité portante de pieux isolé et de groupe de pieux à partir de l'essai pressiométrique, a permis d'opter le système de fondation présenté suivant :

- au niveau des pieux auront la configuration de pieux forés de diamètre  $d = 1.2$  m, rigidement connectés à une semelle de fondation.
- au niveau des piles (1, 4, 5, 6, 7) : nous proposons une semelle de fondation reposent sur 8 pieux disposés  $2*4$  avec une profondeur de 12 m dans la droite et une profondeur de 14 m à gauche.
- au niveau des piles (2, 3) : nous proposons une semelle de fondation reposent sur 12 pieux disposés  $3*4$  avec une profondeur de 12 m dans la droite et une profondeur de 14 m à gauche.
- au niveau des culées : nous proposons une semelle de fondation reposent sur 8 pieux disposés  $2*3$  avec une profondeur de 14 m dans la droite et une profondeur de 16 m à gauche.

L'évaluation de la capacité portante par la méthode pressiométrique a donné des résultats précis et relativement proches qui apparaissent très satisfaisants. L'évaluation des tassements et la vérification du comportement du groupe de pieux (déformations) a été faite par modélisation 2D avec le logiciel Sigma/W basé sur éléments finies. Cette dernière a permis de bien étudier le comportement des fondations en se basant sur les tassements des groupes de pieux qui a donné des résultats corrects.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **ANRH., 1993.** Agence Nationale des Ressources Hydriques, Carte pluviométrique de l'Algérie.
- **Atlan. Y., 1978.** Catalogue des essais géotechniques exécutés au laboratoire géotechnique d'Orléans : Bureau de recherches géologiques et minières service géologique national. B.P. 6009-45018 Orléans Cédex.
- **Benarab. M., et Blaid. R., 2016.** Contexte géologique et étude géotechnique d'un pont au niveau du PK 11+200 Pénétrante RN 77 Port de Djen Djen-Autoroute Est-Ouest, Région de Kaous. Wilaya de Jijel. Mémoire de Master, Université. Jijel Algérie. p29. p31.
- **Bouafia, A., 2010.** Conception et calcul des ouvrages Géotechniques.
- **Bouillin, J.P., 1977.** Géologie alpine de la petite Kabylie dans la région de Collo et d'El Milia (Algérie), Thèse doct. Uni. P. et M. Curie, 511 p
- **Boulon M, Flavigny E, Malcot Y et d'autres.,**« Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique », document1, Laboratoire 3S et Terra sol, Novembre 2004.
- **Coiffait, Ph.A., 1992.** Un bassin post-nappe dans son cadre structural l'exemple du bassin de Constantine (Algérie orientale). Thèse sc. Univ. Nancy, 502 p.
- **Djellit. H., 1987.** Evolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et polarité de mise en place des nappes de flyschs en petite Kabylie occidentale (Algérie), Thèse doct. Univ. Paris, 206 p.
- **Durand Delga, M., 1955.** Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris, Publ.Serv. Carte Géol. Algérie, 533p.
- **Durand Delga, M., 1969.** Mise au point sur la structure du Nord-Est de la Berbérie. Bull. Serv. Carte géol. Algérie. 131p.
- **Durand Delga, M., 1980.** La Méditerranée occidentale, étape de sa genèse et problèmes structuraux. Mem.H. Ser.Soc.Geol. France. N° 10, pp 204-224.
- **FADHEL Sana, (2014),** Stabilisation et renforcement des sols. Etude de cas, université de Biskra (mémoire).
- **Fascicule n°61 titre II.** Programme de charge et épreuves des ponts-routes. Ministère de l'Équipement, du logement et des Transport de la France, 335 p. (1970).
- **Fascicule n°62, titre V.** Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil. Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés des travaux. Ministère de l'équipement, du Logement et des Transports. Textes Officiels, n°93-3, 182 p. (1993).



- **Frank, R., 1999.** Fondations profondes, Cours de mécanique des sols, Enseignement T6-T9, ENPC, extrait de la collection Techniques de l'ingénieur C-248, 43page.
- **Frank, R., 2019.** Fondations profondes (C248). Ed. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.
- **Gelard, J.P., 1969.** Le flysch à base schisto-gréseuse de la bordure méridionale et orientale du massif du chettabah : le flysch maurétanien (grande Kabylie). Bull. Soc. géol. Fr. (7).Paris
- **Géo-Studio Tutorials.,** inclus des student edition lessons, GEO-SLOPE International
- **Lahonder. J.C., 1979.** Datation des grès numidien d'Algérie orientale conséquences structurales. C.R.Acad. Sc. Paris. T 289. (D). 4,386p.
- **Leghouchi. W., et Laifa. S., 2021.** Etude de dimensionnement des fondations profondes d'un passage supérieur PS -055.9 Pénétrante autoroutière Djendjen El-Eulma. Commune d'Ain Sebt. Wilaya de Jijel. Mémoire de Master II : Université. Jijel Algérie. p28-30.
- Ltd Calgary, Alberta, Canada T2P 2Y5, First Edition, Mai 2007.
- **Menard. L., 1975.** Règles d'utilisation des techniques préssiométriques et des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Notice générale centre d'études géotechniques. Paris. p.41.
- **Norme française NF P 94-110-1** « Sols : Reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard » ; Janvier 2000.
- **Philipponnat. G., Hubert. B., 2003.** Fondations et ouvrages en terre. Ed Eyrolles. Paris pp 548. RPA 99 / version 2003. Document Technique Règlementaire. pp 100.
- **Raoult, J.F., 1969.** Nouvelles données sur les flyschs du nord de kef Sidi Driss et dans la zone de col des oliviers (Nord du Constantinois, Algérie).
- **Raoult, J.F., 1974.** Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie). Mem. Soc. Géol. France.
- **Raoult, J.F., 1975.** Evolution paléogéographique et structurale de la chaîne alpine entre le golfe de Skikda et Constantine (Algérie orientale). Bull, pp. 394-409.
- **RPA 99 / version 2003, DTR.,** Document Technique Règlementaire, pp 100.
- **Sanglérat. G., Costet. J., 1983.** Cours pratique de mécanique de sol. Tome II-calcul des ouvrages. 3ème Ed. Dunod : Paris. 447 p
- **Société Algérienne des Ponts et Travaux d'Arts (S.A.P.T.A). 2015-2016.** Note de calcul de l'infrastructure du pont supérieur au niveau du « PK 56+549 au PK 56+867». Pénétrante autoroutière Djendjen El Eulma. Projet d'exécution.

- **Vila, J.M., 1980.** La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins algéro-tunisiens, Thèse Doct, Univ. P. et M. Curie. Paris. 665 p.
- **ZABAT A, BOUGHERIRA D, 2016-2017,** Contexte géologique et étude géotechnique d'un viaduc V30.2 (PK30+181au PK 31+419), pénétrante autoroutière 77, port DjenDjen Autoroute EST-Ouest, Wilaya de Jijel, Mémoire de Master II : Université. Jijel Algérie, 70p.