

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 -

Université Mohammed Seddik Ben Yahia - Jijel



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

كلية علوم الطبيعة و الحياة
قسم: علوم الأرض و الكون

Mémoire de fin d'études

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

Option : Génie Géologique

Thème

*Contexte géologique et étude géotechnique du viaduc «V.28.8 » sis entre
PK28+880 et PK 29+200 de la pénétrante autoroutière 77.*

Membres de Jury :

Président : Dr Benzaid Riad

Examineur: M^{me} Bouroudi Nihad

Encadrant : M^{lle} kherrouba Hassiba

Présenté par :

Idoui Imane

Boudergui Fatima Zohra

Année Universitaire 2017-2018

Numéro d'ordre (bibliothèque) :

Remerciements

Quelques mots en préambule de cette étude, qui met un point d'orgue à une année riche et intense.

Nous tenons tout d'abord à remercier «**ALLAH**» de nous avoir donné le courage, la patience et la santé d'accomplir ce modeste travail.

La première personne que nous tenons à saisir notre profond remerciement est notre encadrant Melle : **Kherrouba Hassiba** enseignante 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 remerciements s'adressent aussi aux membres de jury, pour l'intérêt qu'ils ont prêté à cette étude en acceptant de juger ce travail.

Nos remerciements vont également à tous nos enseignants pour leur participation à notre formation, qu'ils trouvent ici l'expression de nos sentiments les plus respectueux et notre profonde gratitude pour leur gentillesse, disponibilité et soutien durant les années de notre formation.

Nous tenons à remercier spécialement nos enseignants : **S.Mahdid, R.Benzaid, Y.Rouikha, A.Baghdad,** et **N.Hamadou** pour leurs aides précieuses...puisse **Allah** le tout puissant les récompense sur terre et sur cieux.

Un merci tout spécial à Mr le chef du projet de la pénétrante autoroutière Djen-Djen_El-Eulma, et tous les ingénieurs l'Agence Nationale des Autoroutes pour leurs impulsions, leurs suggestions, et leur gentillesse et collaboration, se sont manifestés jusqu'aux derniers instants.

Nos remerciements vont aussi à tous les ingénieurs d'entreprises : **REZZANI DE ECCHER** chacun à son nom.

Nous tenons également à remercier tout le personnel de l'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques) et en particulier Mr. **KH.Babay** pour avoir accepté de mettre à notre disposition les données hydroclimatologiques nécessaires pour cette étude.

Un grand merci à nos parents pour leur soutien moral et matériel.

À tous nos amies et collègues de notre promotion Master 2018.et à tous ceux qui nous ont aidé et encouragé à la réalisation de ce travail et nous ont soutenu quand le moral était au plus bas.

Merci enfin à tous ceux qui ont lu et liront ce mémoire...

Dédicace

Je dédie ce modeste travail comme un témoignage d'affection, de respect et d'admiration :

À mes très chers parents,

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse Allah, le Tous puissant, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

À mon frère et mes sœurs :

Qui me donnent l'envie d'aller en avant, votre soutien et vos encouragements me donnent la force de continuer.

À ma chère Meriem, Merci énormément pour ton soutien plus que précieux. Ma vie ne serait pas aussi magique sans ton présence et ton amour.

À la mémoire de mes grands-parents qu'Allah garde leurs âmes dans son vaste paradis.

À ma chère amie et collègue de ce travail : Imane, et à tous mes ami(e)s, En témoignage de l'amitié sincère qui nous à liée et des bons moments que nous avons passé ensemble. Je vous dédie ce travail en vous Souhaitant un avenir radieux et plein de bonnes réussites.

Merci à tous

Fatima Zohra

Table des matières

Remerciement.....	
Dédicace	
Résumé	i
Abstract	ii
ملخص.....	iii
Liste des figures	iv
Liste des tableaux	vi
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Etude du milieu physique

I.Généralités sur le site	2
I.1.Situation géographique.....	2
I.2.Aperçu climatique	2
I.3.Relief	3
I.4.Morphologie	4
I.5.Carte des pentes.....	4
I.5.Réseau hydrographique	5
I.6.Végétation	7

Chapitre II : Cadre géologique local

II.1.Caractéristiques lithologiques de la région étudiée	8
II.2.Description des formations lithologiques de la région de Texenna.....	8
a)Formations du quaternaire.....	8
b)Formations Post-nappes	9
• Marnes Miocènes :	9
• Formations détritiques du Pliocène :	9
c)Formations de l'oligo-Miocène Kabyle et les olistostromes.....	10
• Oligo-Miocène Kabyle	10
• Olistostromes.....	10
d)Formations de type flyschs	10
• Formations du flysch massylien (ou Flysch schisto-gréseux "Albo-Aptien" à Sénonien).....	10

• Formations du flysch maurétanien	11
e)Formations du Complexe Volcano-Sédimentaire (CVS) de Texenna	11
• Un ensemble basal.....	11
• Un ensemble sommital	11
f)Trias	11
g)Formations cristallophylliennes du socle Kabyle	11
II.3.Géologie du site	12
a.Roches résistantes	15
b.Roches Moyennement résistantes	15
c.Roches meubles	16
II.4.Aspect structural	16
a)Le socle Kabyle.....	16
b)Sous le socle Kabyle	16
c)Sur le socle Kabyle.....	17
II.5.La tectonique	17
a.Les charriages.....	17
b.Déformations ductiles	17
c.Déformations cassantes	18
II.6.Sismotectonique.....	18
II.6.1.Aperçu sismique	18
II.6.2.Règles parasismiques Algériennes (RPA).....	18

Chapitre III: Synthèse hydroclimatologique

III.1.Introduction	21
III.2.Analyse des caractéristiques hydroclimatiques	21
III.2.1.Précipitations	21
➤ Estimation des précipitations à partir des données des stations pluviométriques	22
➤ Estimation des précipitations moyennes annuelles	24
III.2.2.Températures	25
III.2.3.Graphique ombrothermique	26
III.2.4.Bilan hydrologique	27
III.2.4.1.Evapotranspiration potentielle ou ETP	28
III.2.4.2.Évapotranspiration réelle ou ETR	29
III.3.Conclusion.....	31

Chapitre IV : Reconnaissances géotechniques

IV.1.Introduction	32
IV.2.Compagne de reconnaissances géotechniques	32
IV.2.1.Essai in-situ	32
IV.2.1.1.Sondages carottés	32
IV.2.1.2.Sondages pressiométriques.....	36
IV.2.2.Essais de perméabilité	40
a) Essai lugeon	41
b) Essai Lefranc	41
IV.3.Essais de laboratoire.....	41
IV.3.1.Paramètres Physique des sols.....	41
IV.3.1.1. Limites d’Atterberg	42
IV.3.2.Essais Mécaniques	44
IV.3.2.1. Essai de résistance à la compression uni-axiale	44
IV.4.Classification du massif rocheux	45
IV.4.1.L’indice GSI (Géological Strength Index).....	45
IV.4.Conclusion	45

Chapitre V : Dimensionnement des fondations profondes

V.1.Introduction	45
V.2.Description de l’ouvrage	45
V.3.Présentation des paramètres de calcul	45
V.3.1.Normes techniques	45
V.4.Calcul de la capacité portante d’un pieu foré à partir de l’essai pressiométrique	45
V.4.1.Calcul de la charge limite totale Ql	46
a) La charge limite de la pointe	46
b) La charge limite du frottement latéral.....	48
V.4.2.Calcul de la charge admissible aux états limites	49
V.5.Exemple de calcul de la capacité portante d’un pieu foré isolé (sondage N° 01) à partir des résultats d’essai pressiométrique.....	50
V.6.Comportement d’un groupe de pieux	51
V.6.1.Modification de la capacité portante sous sollicitation axiale.....	52
V.6.2.Détermination de la capacité portante du groupe de pieux à partir des résultats de l’essai pressiométrique	52
V.7.Calcul du tassement des pieux.....	55
V.7.1.Tassement élastique d’un pieu isolé	55
V.7.1.1.Exemple de calcul du tassement élastique d’un pieu isolé.....	56
V.7.2.Tassement élastique d’un groupe de pieux.....	58
V.8.Conclusion.....	60

Conclusion générale et recommandations.....	61
Références Bibliographiques	

Annexes

Résumé

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre d'une étude géotechnique, de conception et de dimensionnement des fondations profondes d'un ouvrage d'art, cas du viaduc V.28.8 qui se localise entre le PK28+880 et le PK29+200, le long de l'oued Dar Hadada, à proximité du barrage de Tabellout.

Cette étude s'est basée sur l'étude des différentes caractéristiques géologiques, hydro-climatologiques, et géotechniques de la région. Du point de vue géologique, ce secteur se caractérise par la présence des formations du flysch massylien jusqu'à 25 m de profondeur.

Le terrain objet de cette étude présente un réseau hydrographique très dense, avec une géométrie quasi rectiligne du cours d'eau principal.

L'analyse et l'interprétation des résultats des essais in-situ et de laboratoires vont permettre l'identification et la classification des sols constituant le site d'étude.

L'évaluation de la charge limite d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux a été réalisée en se basant sur la méthode pressiométrique qui est la plus appropriée car elle traduit au mieux le comportement réel du sol.

Enfin, l'estimation des tassements a été évaluée par la méthode élastique qui a donné des valeurs largement admissibles.

Mots-clés : Oued Dar Hadada, géotechnique, fondations profondes, charge limite, tassements.

Abstract

This project of the end of studies joins in the dynamics of geotechnical study, of conception and sizing of the deep foundations of a work of engineering, case of the viaduct V.28.8 which is located between the PK28+880 and the PK29+200, along Dar Hadada Wadi , near Tabellout's dam.

This study based itself on the study of the various geologic characteristics, Hydro-climatological, and geotechnics of the region. From the geologic point of view, this sector is characterized by the presence of the formations of massylien flysch until 25 m of depth.

The ground object of this study presents a very dense fluvial system, with a quasi-rectilinear geometry of the main stream.

The analysis and the interpretation of the results of the in situ tries and laboratories are going to allow the identification and the classification of grounds establishing the site of study.

The evaluation of the maximum load of an isolated stake and a group of stakes was realized by basing on the pressiometer method which is the most appropriate because it translates at best the real behavior of the ground.

Finally, the estimation of the settlements was estimated by the elastic method which gave widely eligible values.

Keywords: Dar-Hadada Wadi, geotechnics, deep foundations, limit load, settlements.

ملخص

هذا المشروع الخاص بنهاية الدراسة هو جزء يدخل في اطار الدراسة الجيوتقنية، لتصميم وقياس الأساسات العميقة المستعملة في المنشأ الفني، المتمثل في الجسر V28.8 الواقع بين النقطة الكيلومترية 28+880 والنقطة الكيلومترية 29+200 على طول وادي دار حدادة، بالقرب من سد تابلوط .

اعتمدنا في هذه الدراسة على دراسة الخصائص الجيولوجية والمائية والمناخية والجيوتقنية للمنطقة .من خلال وجهة النظر الجيولوجية يتميز هذا القطاع بوجود بنيات الفليش الماسيلي على عمق 20 متر.

تعرف المنطقة شبكة هيدروغرافية كثيفة للغاية، مع هندسة شبه مستقيمة لتيار الماء الرئيسي .

يسمح تحليل وتفسير نتائج الاختبارات الموقعية والمخبرية بتحديد وتصنيف التربة التي تشكل موقع الدراسة .

تم إجراء تقييم الحمولة المحدودة لعمود واحد ومجموعة من الأعمدة بالاعتماد على طريقة قياس الضغط وهي الأنسب لأنها تعكس على نحو أفضل السلوك الفعلي للتربة

وفي الأخير ، قمنا بتقدير هبوط التربة باستعمال الطريقة المرنة والتي اعطت قيم مقبولة لحد كبير .

الكلمات المفتاحية: واد دار حدادة. الجيوتقنية. الاساسات العميقة. الحمولة المحدودة. هبوط التربة.

Introduction Générale

Introduction générale

La conception des ouvrages d'arts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. Elle résulte d'une démarche rigoureuse dont l'objectif est de l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Ce projet de fin d'études s'est donné pour but d'étudier la faisabilité des fondations profondes d'un Viaduc (V28.8), situé sur oued Dar Haddada à proximité de la localité Tabellout au PK 28+880 et le PK 29+200. A travers les résultats des essais de laboratoire et in-situ réalisées sur les sols du terrain concerné par ce projet. Nous nous intéressons à étudier le terrain du point de vue géotechnique afin d'évaluer son aptitude à recevoir cet ouvrage, sans oublier bien sûr la géologie et l'hydrogéologie du site sans doute très importantes dans ce genre de projet.

Notre démarche s'est basée sur une campagne de reconnaissances géologique et géotechniques d'une part et sur les modes de calcul de la capacité portante d'autre part. Suite à cette démarche l'étude de faisabilité de l'infrastructure de ce Viaduc a été proposée dans le but d'approfondir nos connaissances sur la complémentarité des compagnes de reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, afin de proposer les solutions les mieux adaptées aux conditions du projet.

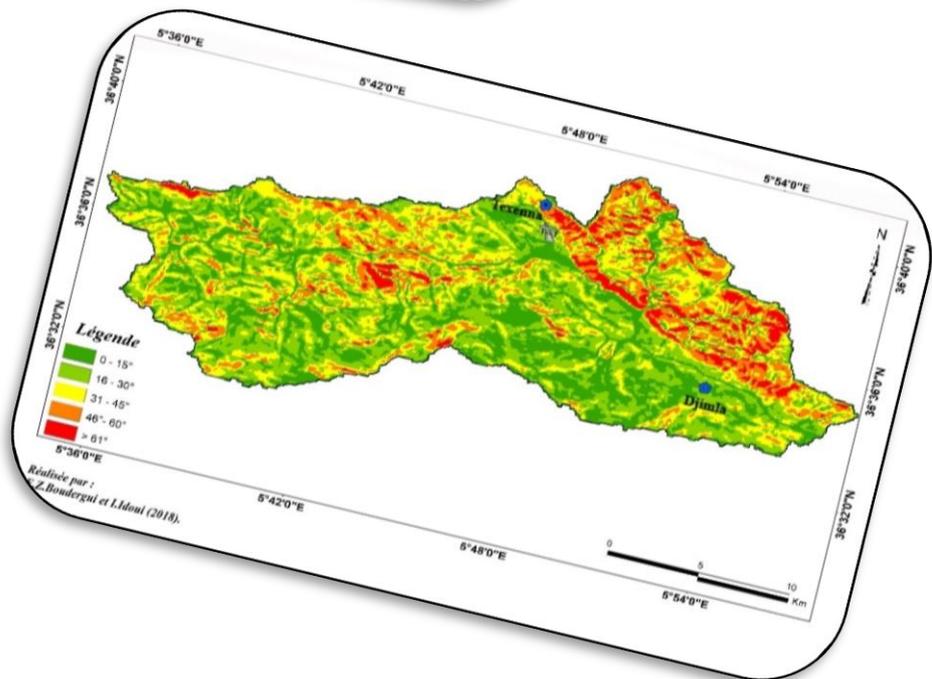
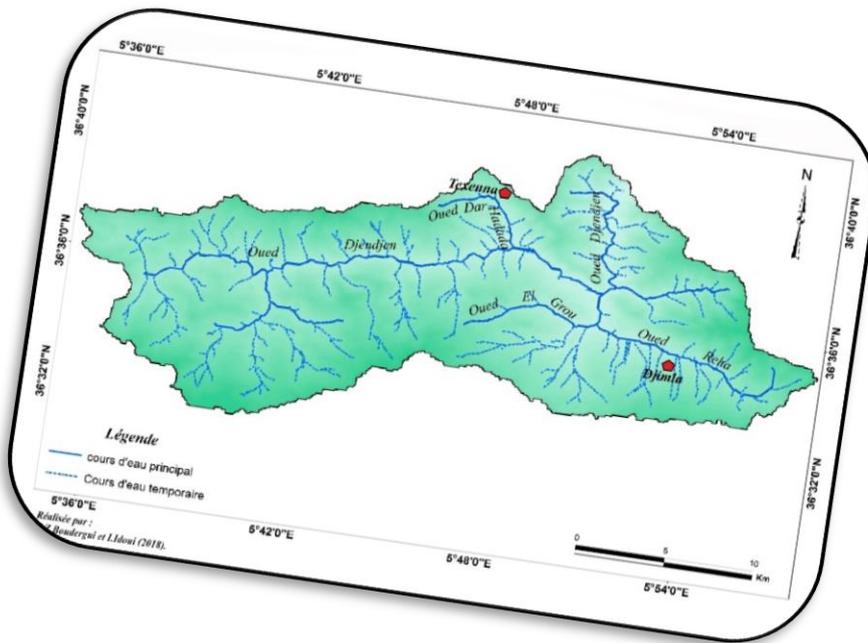
La méthodologie de travail s'articule autour des points suivants :

- Une consultation des travaux et des études géologiques antérieures tout en se basant sur les caractéristiques géo-mécaniques du terrain étudié.
- Une consultation des documents relatifs à l'hydrologie et l'hydrogéologie de la région.
- Une synthèse et analyse des données géotechniques relatives à l'exécution du Viaduc étudié.
- Des sorties de terrain sur le site du projet pour observations et établissement des coupes géologiques et lithologique.
- Une analyse et interprétation de l'ensemble de données techniques récupérées auprès des services techniques de la Wilaya de Jijel.

Pour mener à bien cette étude nous avons adopté le plan de travail suivant :

- Introduction générale ;
- Chapitre I : Etude du milieu physique ;
- Chapitre II : Cadre géologique local ;
- Chapitre III : Synthèse hydroclimatologique ;
- Chapitre IV : Reconnaissances géotechniques ;
- Chapitre V : Dimensionnement des fondations profondes de l'ouvrage ;
- Conclusion générale et recommandations.

Etude du milieu physique



I. Généralités sur le site

I.1. Situation géographique

Le viaduc objet de cette étude est situé à environ 8.0 Km au Sud-Est de du village de Texenna et à 4.0 Km à l'Ouest de la digue du barrage de Tabellout, sur l'axe routier reliant Texenna-Djimla entre le PK 28+880 et 29+200 **Figure.I.1**. Cet ouvrage servira de la dérivation de la RN 77 et assure la continuité de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djendjen à l'autoroute Est-Ouest aux environs d'El-Eulma. Ses coordonnées géographiques sont :

✓ Latitudes : 36°38' 14''N - 36°38'17''N

✓ Longitudes : 5°47'53''E - 5°47'37''E

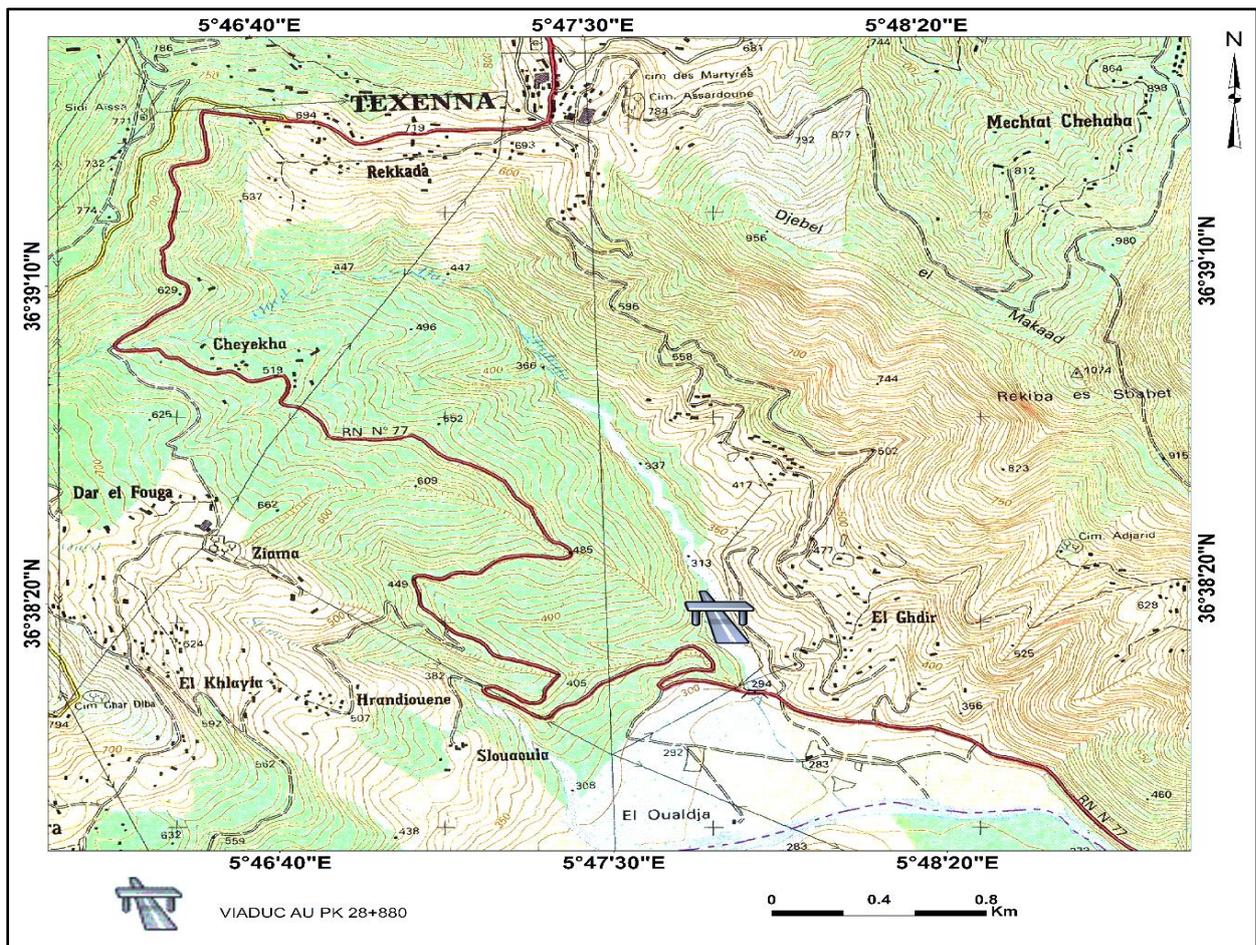


Figure. I. 1 : Situation géographique du site de projet (extrait de la carte topographique NJ_31_VI_42 Ouest Texenna 1/25000).

I.2. Aperçu climatique

Sur le plan climatologique, la région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen subissant l'influence de la mer méditerranée au Nord, et des reliefs au Sud. Ces deux raisons font que le climat de la région est tempéré, avec des températures élevées en été et basse en Hiver. Les précipitations d'eau annuelles varient entre 900 et 1200 mm/an. Cette pluviométrie classe cette région parmi les zones les plus arrosées de l'Algérie. Cette dernière révèle un potentiel hydrique très important.

I.3. Relief

Le relief de la Wilaya de Jijel *Figure.I.2* est très contrasté, et est caractérisé par des sommets culminants à 1600m (Tamesguida) et des fonds de vallées à 200m (Oued Djendjen).

Bien que l'altitude moyenne soit de 600 m à 1000 m, on distingue principalement deux régions physiques :

➤ **Les zones de plaines**

Situées au nord, le long de la bande littorale allant des petites plaines d'El-Aouana à l'Ouest, le bassin de Jijel, les vallées de l'Oued El-Kebir, et Oued Boussiaba à l'Est.

➤ **Les zones de montagnes :**

Elles constituent l'essentiel du territoire de la wilaya (82%) et sont composées de deux groupes :

- **Groupe 1 :** Zones de moyennes montagnes situées dans la partie sud des plaines littorales ne dépassant pas les 1000m d'altitude.
- **Groupe 2 :** Zones de hautes montagnes à reliefs dépassant les 1500 m d'altitude limitent le territoire de la wilaya de Jijel vers le sud : Tamesguida, Tababour, Bouaza, et Seddat.

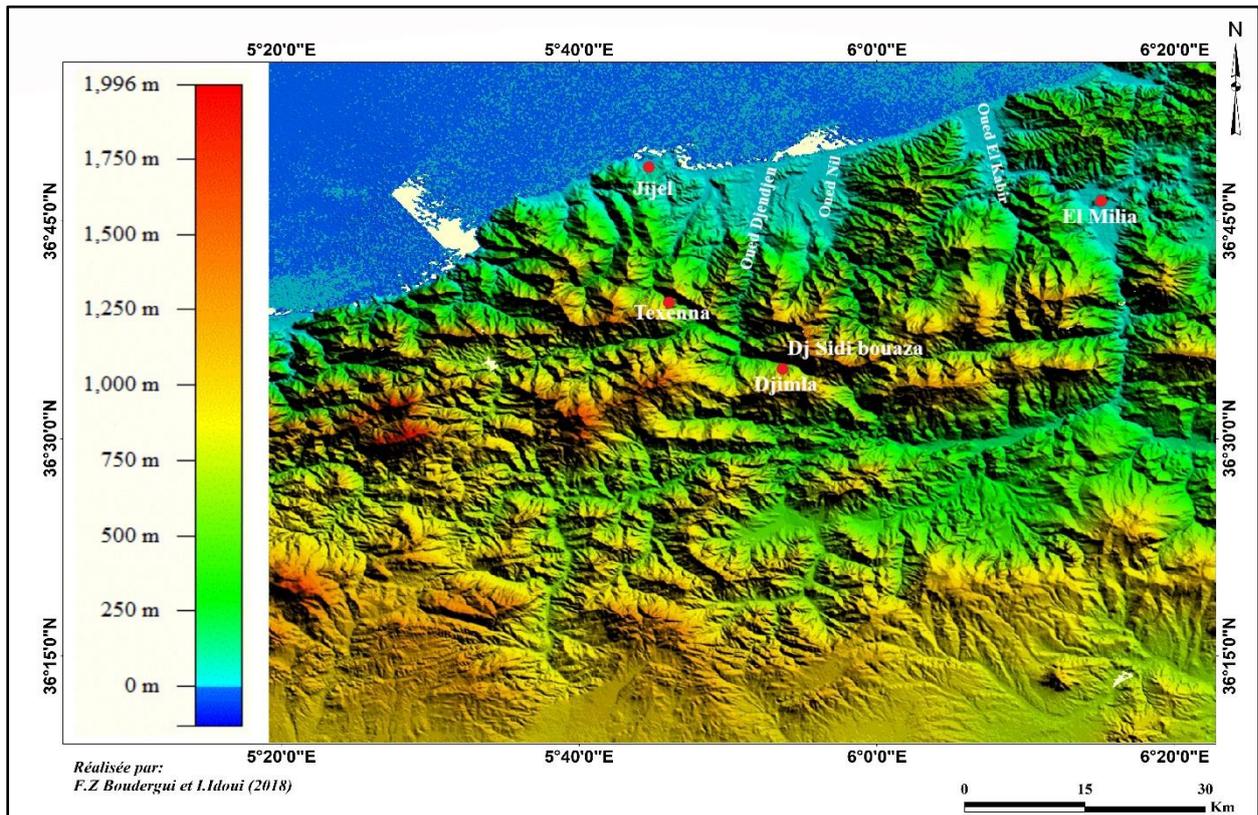


Figure. I. 2 : Carte orographique de la région de Jijel

I.4. Morphologie

L'examen de la carte topographique de la région étudiée, fait apparaître que la commune de Texenna est caractérisée par des pentes fortes, car elle appartient à la zone des montagnes au Sud de Jijel. Les observations des données topographiques relevées, montrent assez bien des changements brusques des pentes. La globalité du site présente une topographie irrégulière.

La carte d'élévation du sous bassin versant Djendjen-inférieur a été extraite du Modèle Numérique de Terrain (MNT). A partir des courbes de niveaux, on peut localiser le site d'étude entre 190 et 380 m **Figure.I.3.**

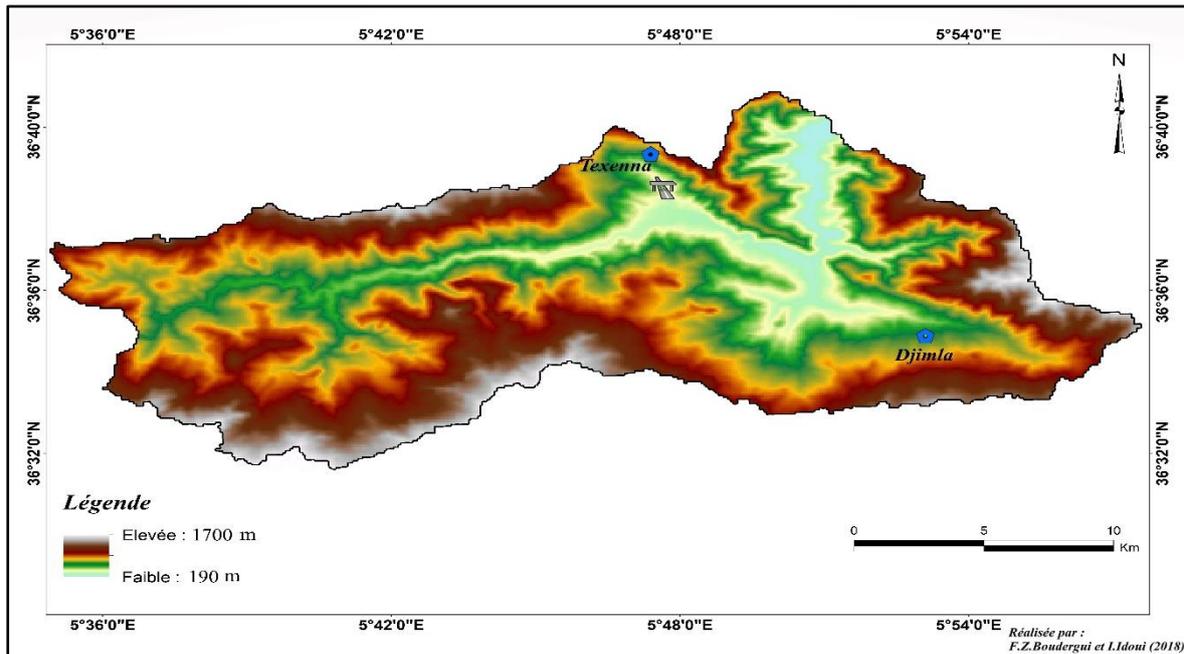


Figure. I. 3 : Carte d'altitudes du sous bassin versant Djendjen inférieur.

I.5. Carte des pentes

La pente topographique est un paramètre capital dans la commande du drainage des eaux de surfaces.

La carte des pentes de la région étudiée a été établie à partir du MNT **Figure.I.4.** Elle montre que les pentes les plus abruptes (très fortes à fortes), se concentrent dans la partie Sud et Est où prédominent les terrains paléozoïques et mésozoïques. Les pentes faibles à très faibles se développent dans les plaines occupées par les formations d'âge Mio-Plio-Quaternaires dans la partie médiane de la carte.

La carte des pentes montre que plus de 26% de la topographie de la région étudiée présente une pente comprise entre 0-30% et le reste de cette topographie, soit 19% de la superficie présente une pente qui varie entre 30 et 45%. La classe des pentes les plus fortes (> 45%) couvre 55 % **Tableau.I.1** et **Figure.I.4.**

Ces valeurs de pente sont à mettre en relation avec la structure géologique et surtout la lithologie des terrains qui déterminent leur comportement vis à vis de l'érosion. Les fortes valeurs de pente des versants sont liées à deux causes géologiques : la lithologie et la

tectonique. La cause lithologique est la plus importante car elle est liée à l'existence de formations lithologiques de résistance ou de vulnérabilité différentes à l'altération et l'érosion.

Tableau. I.1 : Répartition surfacique des pentes dans la zone étude.

Pente (degré)	Surface (Km ²)	(%)
0 - 15°	31.32	10.12
16 - 30°	48.89	15.81
31 - 45°	59.83	19.35
46 - 60°	78.26	25.31
>60°	90.94	29.41
Total	309.24	100%

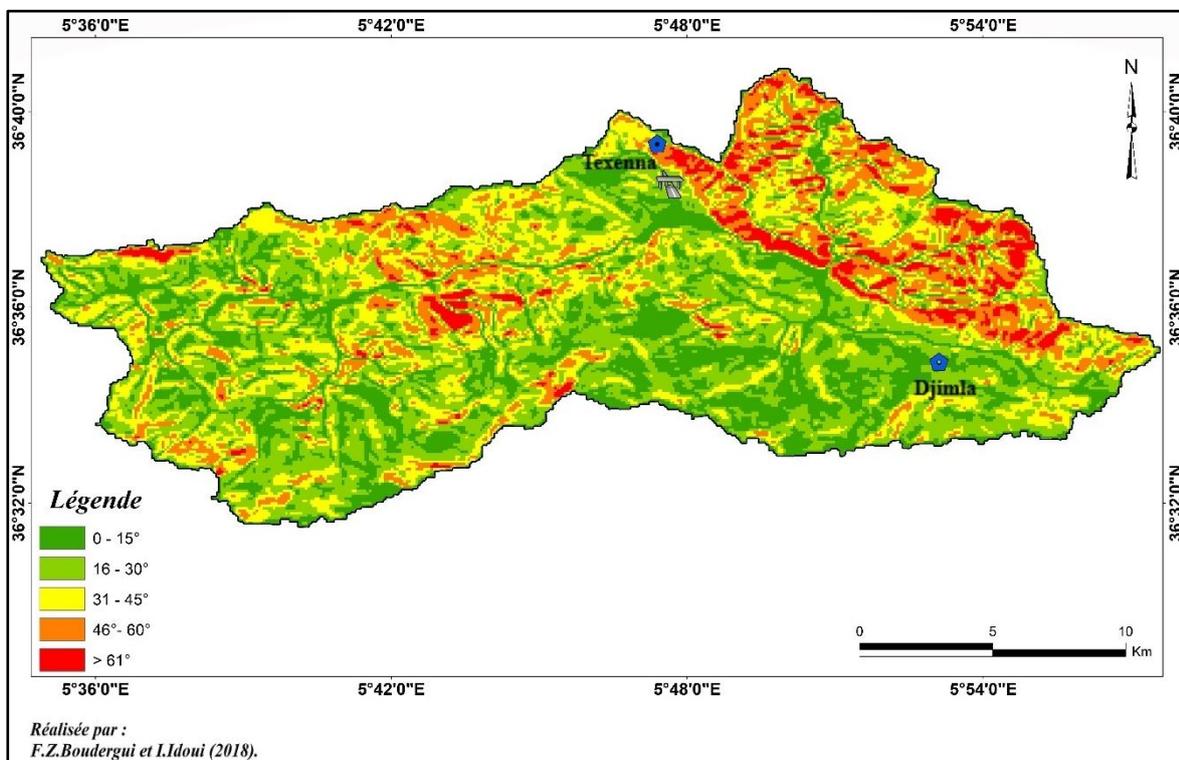


Figure. I. 4 : Carte des pentes de la région d'étude.

Le site étudié appartient à la classe des pentes 16-30°.

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. Il est représenté par un chevelu très dense à tracé quasi-rectiligne dû aux effets de pente, et des ravinements profonds dans les zones Sud du territoire de Texenna à l'instar d'oued Dar-Hadada *Figure.I.5*.

Les principaux cours d'eau :

- **Oued Djendjen** : résurgent en amont par le barrage d'Irraguène, et s'écoule le long de 46.840 Km, et se jet en aval à la mer méditerranéenne.
- **Oued Missa** : il prend sa source dans le massif de Rakkada de Texenna.
- **Oued Reha** : il prend sa source à Djebel Sidi Bouaza au Nord-Est et Sud-Ouest par la source d'Ain Massouda, est confluent par l'Oued Djimla et Oued El-Grou.

Les ruissellements se concentrent généralement dans des cours d'eaux de moyenne importance comme oued Chetit, Mellit, et Dar Hadada qui se jettent dans l'oued Missa et Djendjen.

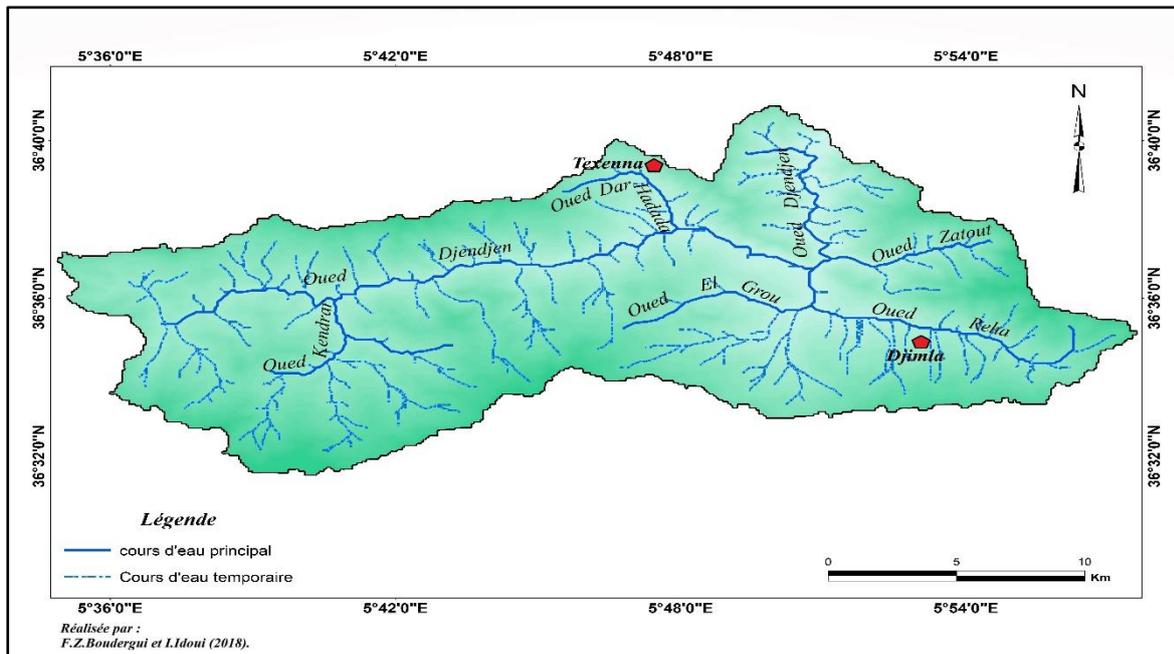


Figure. I. 5 : Réseau hydrographique du sous bassin versant Djendjen inférieur.

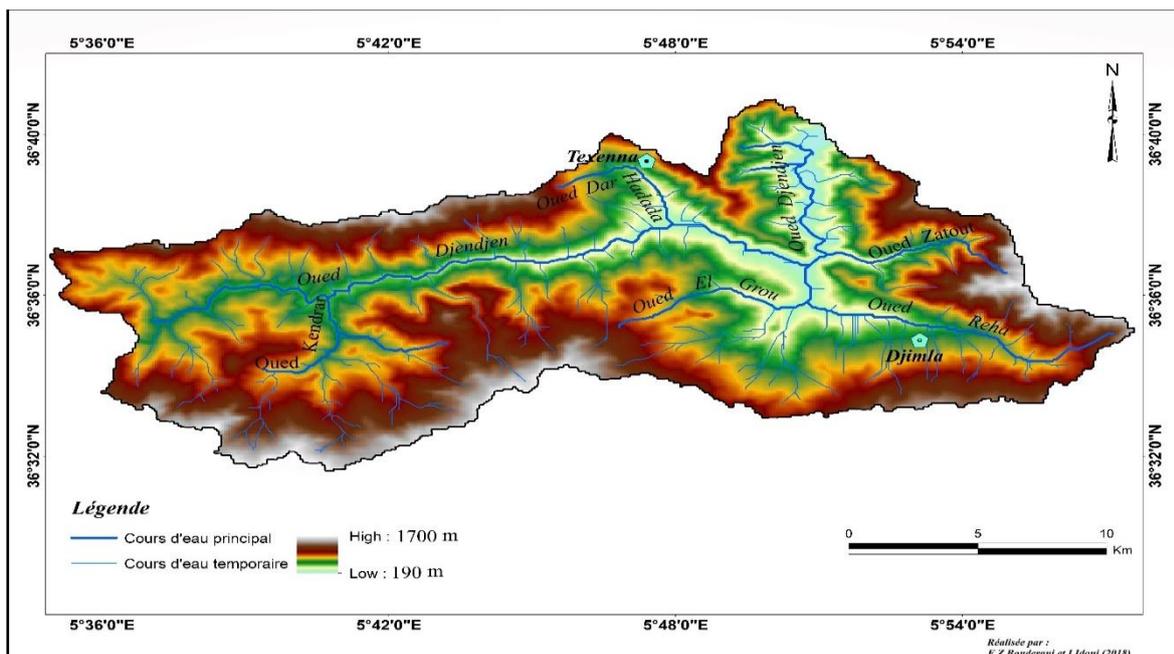


Figure. I. 6 : Forme et limites du sous bassin versant Djendjen inférieur, extraite de MNT.

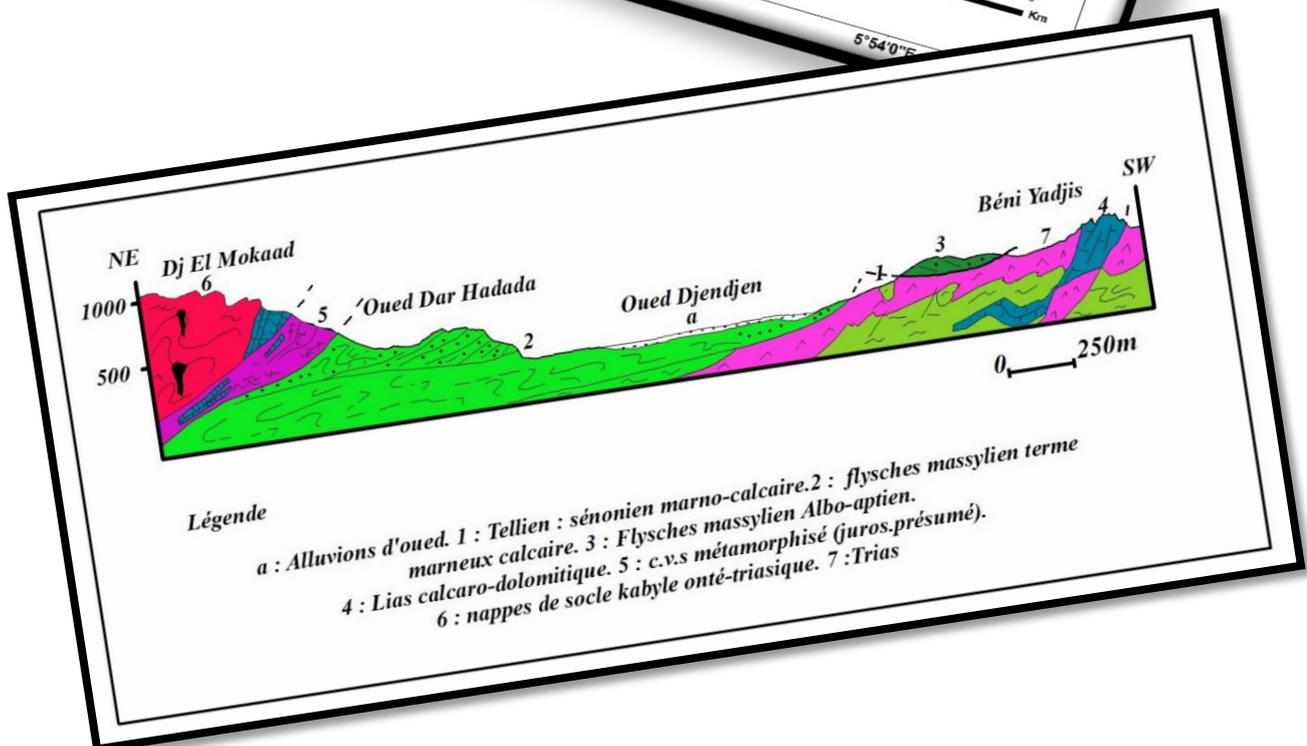
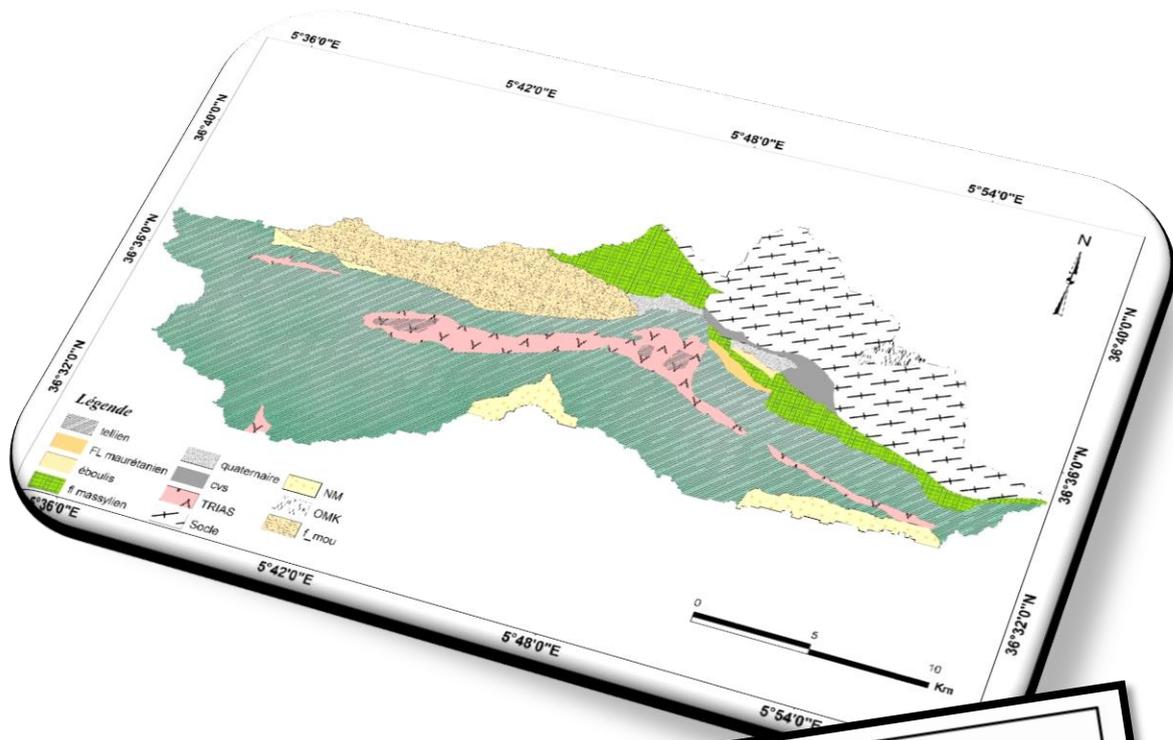
La topographie de la région étudiée est fortement accidentée, cela est dû à la présence de montagnes abruptes, et de nombreux oueds et chaabats qui la traverse **Figure.I.6**.

I.6. Végétation

La région d'étude est caractérisée par une couverture végétale assez dense. La végétation couvre une grande partie du territoire de la commune. Cette dernière est favorisée par l'importance des précipitations. Les conditions climatiques, et la nature des terrains de la région ont permis le développement de forêts très denses.

Ces forêts sont représentées essentiellement par du chêne-liège, chêne-zen, et autres arbres fruitiers. En général, ce potentiel forestier confère à la région une vocation agricole et sylvicole.

Cadre géologique local



II.1. Caractéristiques lithologiques de la région étudiée

La région de Texenna avait depuis longtemps attiré l'attention des géologues. En effet cette région montagneuse est caractérisée par un contraste géologique assez important.

L'ensemble des travaux effectués auparavant par différents auteurs dans la région de Texenna (*M.F.Ehrman, 1928 ; M.Durand Delga, 1955 et H.Djellit, 1987*) ont servi à préciser le cadre géologique local de la région.

Sur une transversale Nord-Sud (Jijel-Djimla) on peut distinguer **Figure.II.1** :

- ✓ Les formations du Quaternaire.
- ✓ Les formations Post-nappes.
- ✓ La molasse olistostromique Aquitano-Serravallienne.
- ✓ les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle.
- ✓ Les formations de type flysch Albo-Aptien.
- ✓ Les formations du complexe volcano-sédimentaire de Texenna.
- ✓ Les formations évaporitiques du Trias.
- ✓ Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle.

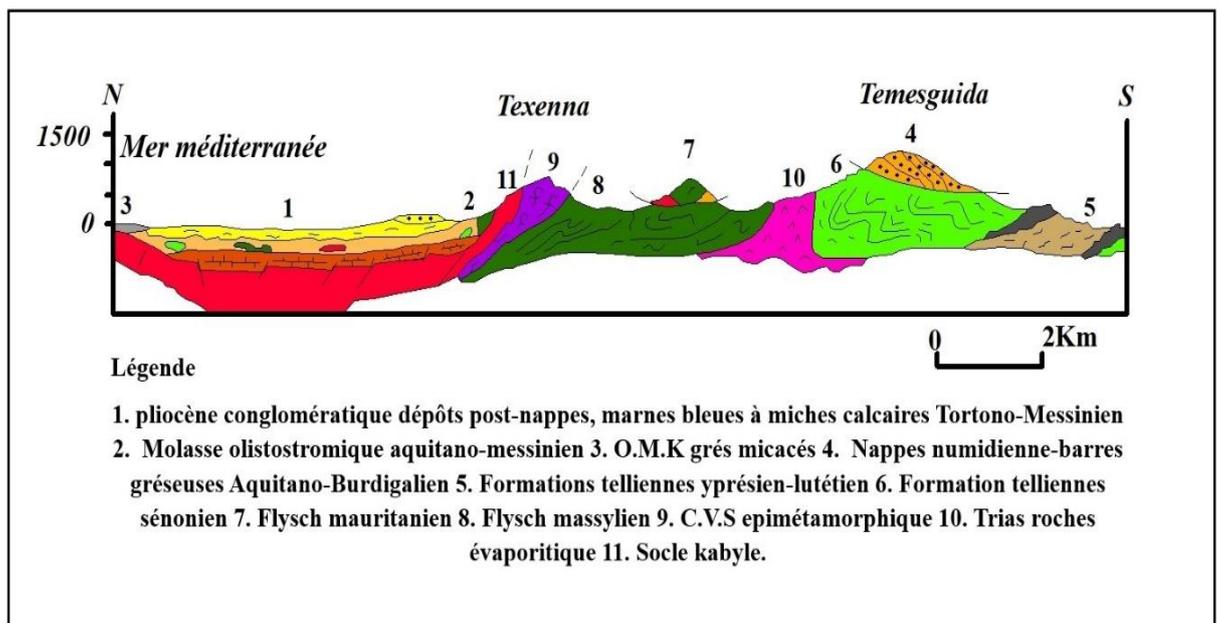


Figure. II. 1 : Coupe géologique des unités alpines de la Petite Kabylie-région de Jijel- (*Rouikha, 2014*).

II.2. Description des formations lithologiques de la région de Texenna

a) Formations du quaternaire

En majorité, elles sont représentées par une tranche de terre végétale, parfois des argiles à blocs, galets, ainsi que des éboulis des piémonts ou éluvions.

b) Formations Post-nappes

- **Marnes Miocènes :**

Elles reposent en discordance à la fois sur le socle Kabyle et la molasse olistostromique. L'âge Tortono-Messinien est attribué à ces formations. Le Tortono-Messinien est constitué de marnes bleues à passées calcareuses discontinues souvent en nodules de couleur jaune ocre (miches calcaires) qui soulignent la stratification, avec parfois de minces lits gypseux.

L'épaisseur de ces marnes du Tortono-Messinien dans la région de Jijel est estimée de 200 m à 300 mètres (*H.Djellit, 1987*). Elles affleurent largement au Nord de Rekkada Meteletine.

- **Formations détritiques du Pliocène :**

Les formations du Pliocène sont représentées par des dépôts conglomératiques comportant des blocs anguleux de cailloux, de galets, de graviers, et des sables, dans une matrice argileuse.

Ces formations à éléments polygéniques et hétérométriques d'une épaisseur d'environ 30 à 50 mètres reposent directement sur les marnes du Miocène supérieur. C'est la limite normale entre les dépôts continentaux (Pliocène), et les dépôts marins (Tortono-Messinien). (*H.Kherrouba, 2008*).

La superposition de ces formations conglomératiques sur les marnes du Tortono-Messinien est bien illustrée par la *Figure II.2*.

On peut remarquer que le Pliocène ainsi que le Miocène qu'il surmonte, sont affectés tardivement par des failles de direction NE-SW (cuvette de Beni-Siar) ou ENE-WSW dans La région de Rekkada Meteletine (*H. Djellit, 1987*).



Figure. II. 2 : Illustration de la superposition normale des conglomérats du Pliocène, et des marnes Miocènes au niveau de Rekkada Meteletine.

Dans la région de Texenna /Djimla, ces dépôts récents sont absents. Le long du contact frontal, les seuls représentants de la période post-nappe correspondent à : - des éboulis, des cônes de déjection et des terrasses quaternaires (dépôts de pentes ?), (*H. Djellit, 2014*).

c) Formations de l'oligo-Miocène Kabyle et les olistostromes

- *Oligo-Miocène Kabyle*

Les formations de l'Oligo-Miocène-Kabyle sont représentées essentiellement par des grès en petits bancs, glauconieux et ferrugineux, alternant avec des argiles et des marnes vertes. Ces formations affleurent dans la localité Rekkada Meteletine (*H.Djellit, 1987*).

- *Olistostromes*

Ces formations sont bien visibles dans la région d'El-Gheriana (Nord de Texenna), et la localité de Sekkata située au Sud d'El-Gheriana. Elles sont représentées par des unités tectono-sédimentaires de flyschs (grès Albien de Guerrouch, flysch schisto-gréseux, grès et argiles Numidiennes, flysch dissocié Albien- Eocène dans une matrice argileuse de l'Oligo-Miocène Kabyle).

L'âge Aquitano-Serravallien probable est attribué à ces formations (*J.P.Bouillin et J.F.Raoult, 1971*).

d) Formations de type flyschs

- *Formations du flysch massylien (ou Flysch schisto-gréseux "Albo-Aptien" à Sénonien)*

Structuralement, cette unité est selon les endroits, tantôt chevauchée par le socle Kabyle, tantôt par le complexe volcano-sédimentaire. La série du flysch massylien montre de bas en haut **Figure.II.3**: - À la base (150-200 m) un flysch fin rythmique, constitué d'une alternance d'argiles compactes schistosées (pélites) en minces niveaux (centimétriques) ; - par-dessus (20 m), de marnes gris-verdâtres, consolidées, à débits feuilletés, à intercalations gréseuses micro-conglomératiques ; ensuite (10 m) de phtanites noires et blanches en bancs serrés, d'épaisseur centimétrique ; - puis, des marnes (30-40 m) jaunâtres, à intercalations de calcaires micro conglomératiques ; - enfin, au sommet, quelques mètres de pélites de couleur verdâtre à jaunâtre localement, renfermant de minces niveaux de microbrèches.

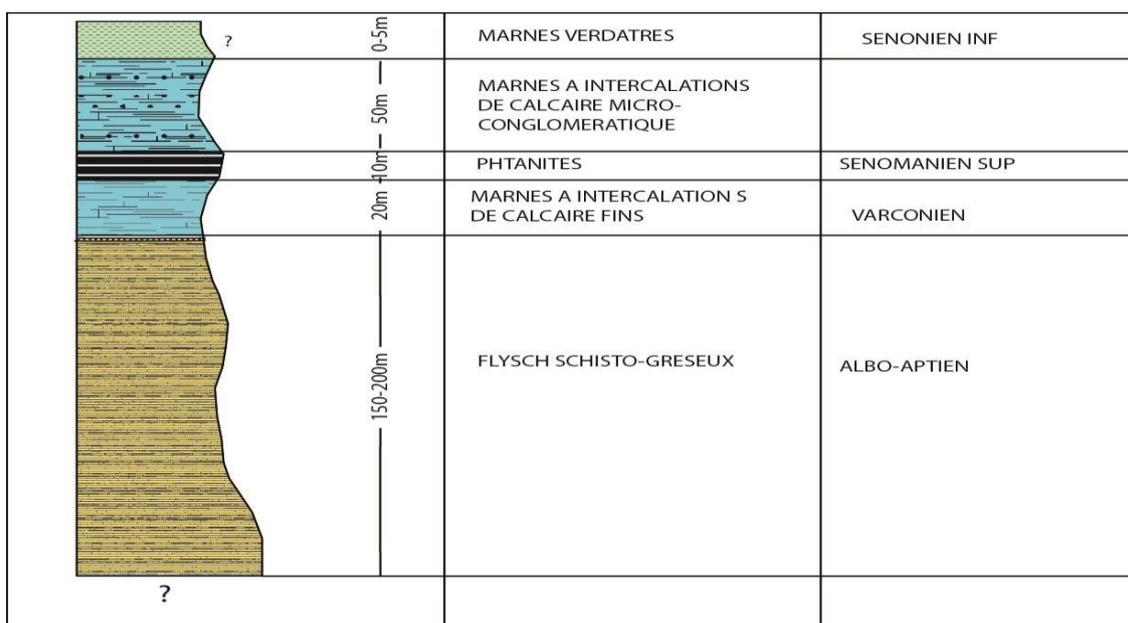


Figure. II. 3: Colonne stratigraphique du flysch massylien (H.Djellit, 1987)

- **Formations du flysch maurétanien**

Elles sont représentées par l'unité de Guerrouch, formé essentiellement par des bancs de grés homométriques à cassure verdâtre. L'âge Eocène supérieur-Oligocène est attribué à ces formations. Ce type de flysch occupe largement la région de M'cid-Echta au Sud-Ouest de Texenna (*H.Djellit, 1987 ; H.Kherrouba, 2008*).

e) Formations du Complexe Volcano-Sédimentaire (CVS) de Texenna

Ces formations reposent par un contact anormal sur les formations du flysch massylien. Pour (*J.P.Bouillin, 1979*) le complexe volcano-sédimentaire de Texenna représente le substratum Jurassique du flysch maurétanien. Il comporte de bas en haut :

- **Un ensemble basal** : une épaisseur allant de 200 m à 300 m, il est composé d'un empilement de roches volcaniques à textures variables.
- **Un ensemble sommital** : d'une épaisseur de 200 m environ, il est divisé en deux termes :
 - Le premier terme est constitué d'une série volcano-sédimentaire (50m d'épaisseur) contenant des niveaux quartzo-pélitiques et des basaltes, passant à des dolérites, ou encore des parasinites, et des gabbros dioritiques à amphiboles brunes.

- Le deuxième terme est essentiellement constitué d'une alternance de calcaires centimétriques à décimétriques. On rencontre cet ensemble éruptif à Djebel Sendouah de Texenna, et Djebel Draa El-Fartassa de Tabellout (*Djellit, 1987*)

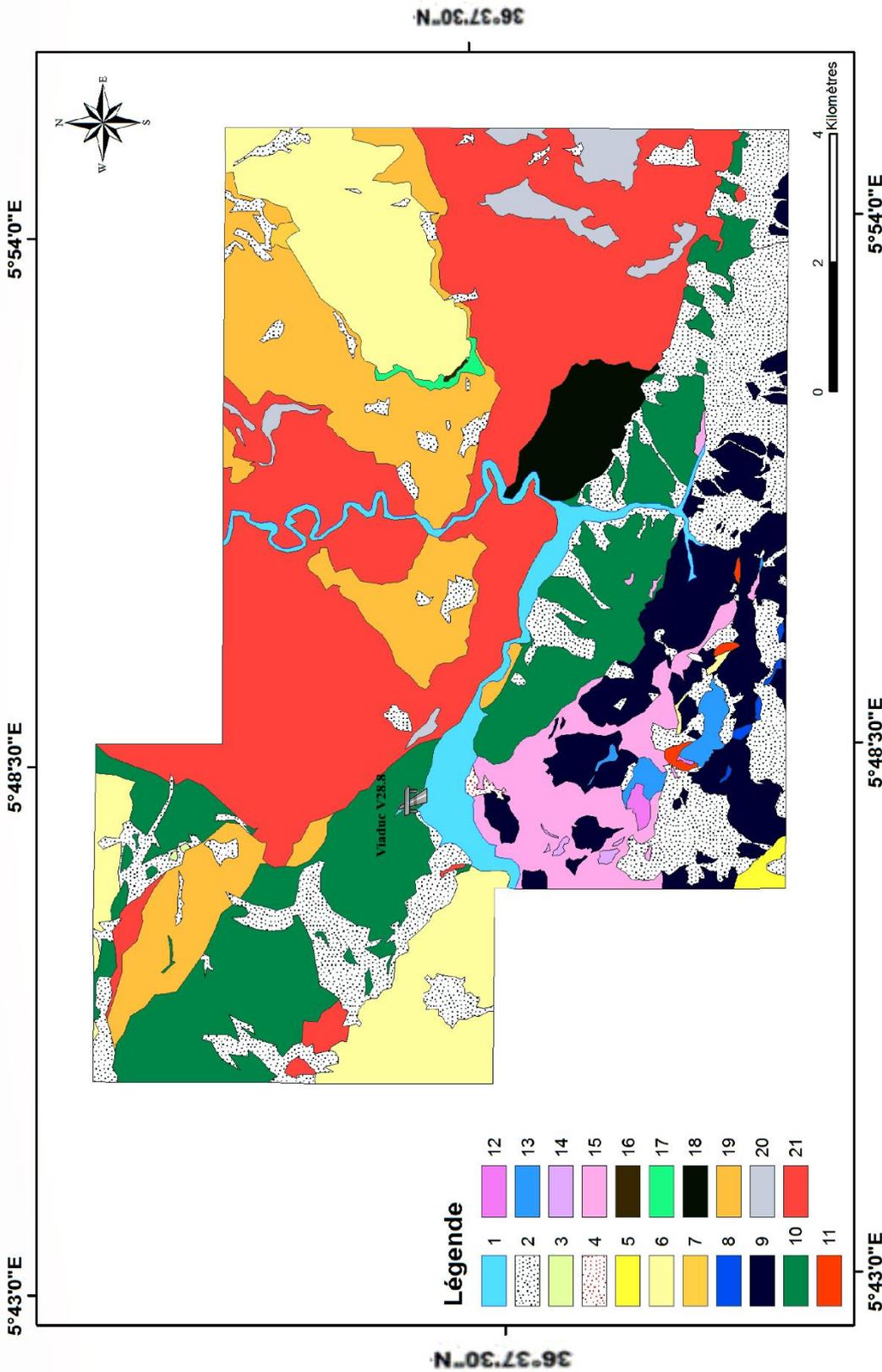
f) Trias

Le long de l'oued Djendjen on rencontre parfois du Trias diapirique comportant du gypse, des marnes gypsifères, des argiles bariolées, et des argiles de couleur lie de vin .Ces formations triasiques chevauchent les formations Telliennes (*M.Durand Delga, 1955*).

g) Formations cristallophylliennes du socle Kabyle

Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle sont représentées dans la région de Texenna par des gneiss oeillées, et des phyllades. Ils forment la plus basse unité géologique de la région. L'âge Précambrien probable est attribué à ces formations (*M.Durand Delga, 1955 ; J.P.Bouillin, 1979*).

II.3. Géologie du site



Légende :

- 1 : Alluvions, actuels et récentes, 2 : Eboulis, 3 : Replat sur éboulis, 4 : Tufs calcaires, 5 : Miocène, 6 : Oligocène, 7 : Oligocène basal, 8 : Eocène Inférieur, 9 : Complexe inférieur, 10 : Flysch schisto-gréseux, 11 : Crétacé inférieur et moyen, 12 : domérien –Lias sup, 13 : Lias inférieur et moyen, 14 : Trias dolomitique, Trias calcaireux, 15 : Trias complexe gypsifère, 16 : Gothlandien supérieur, 17 : Gothlandien inférieur, 18 : Roches éruptives basiques anciennes, 19 : Micaschistes porphyroïdes, 20 : Cipolins, 21 : Complexe gneissique

Figure. II. 4 : Carte géologique des environs de Texenna (petite Kabylie) .1/50.000 (Durand Delga, 1955).

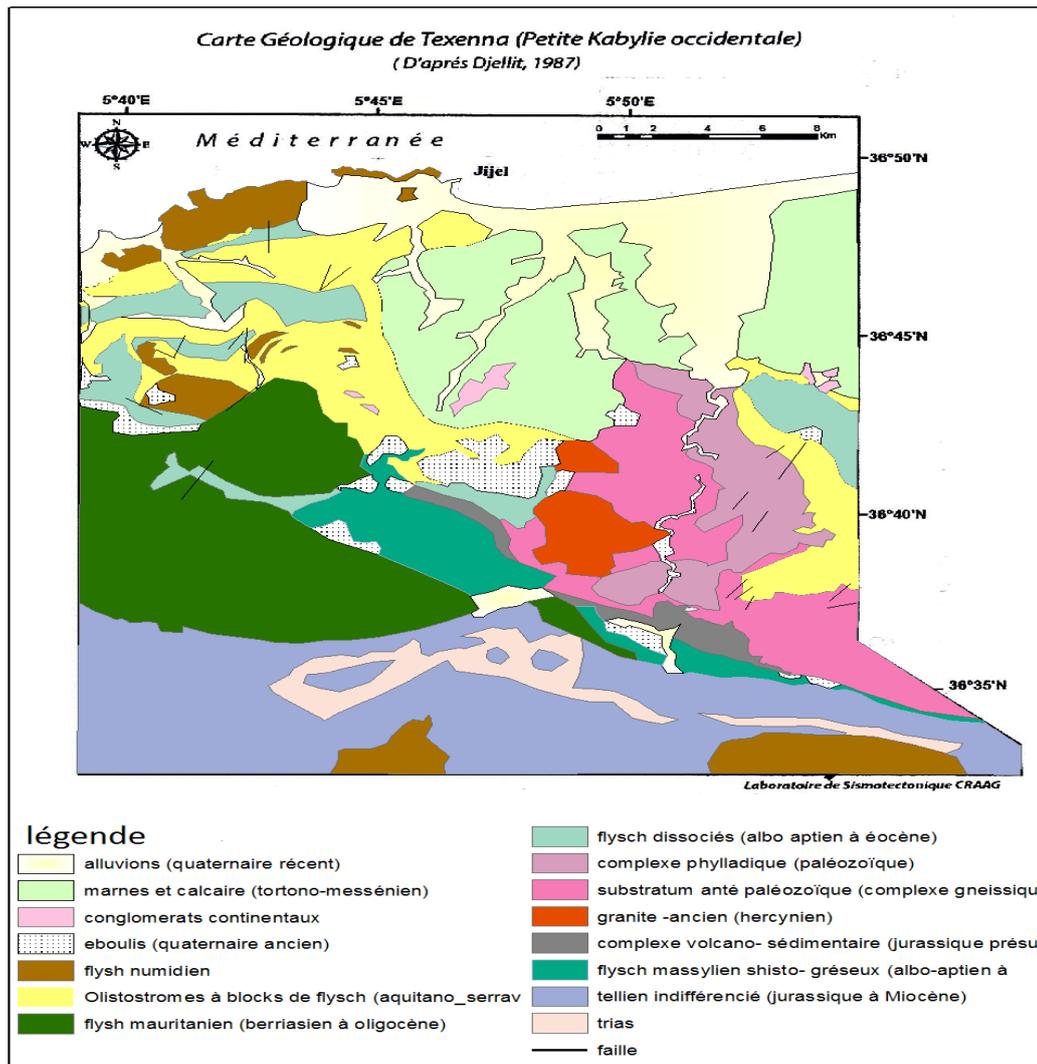


Figure. II. 5 : Carte géologique de Texenna (Petite Kabylie occidentale), (Djellit ,1987)

A partir des deux cartes précédentes (Figure.II.4 et Figure.II.5) on a réalisé une carte géologique de notre zone d'étude en utilisant le logiciel ArcGis 10.2.2. Nous avons Scanné et géo-référencé dans le système de coordonnées (WGS84 UTM N31) les cartes géologiques 1/50.000 précédentes de notre région d'étude. En tenant compte ses limites administratives.

La carte géologique de notre zone d'étude fait ressortir 10 formations lithologiques **Figure.II.6.**

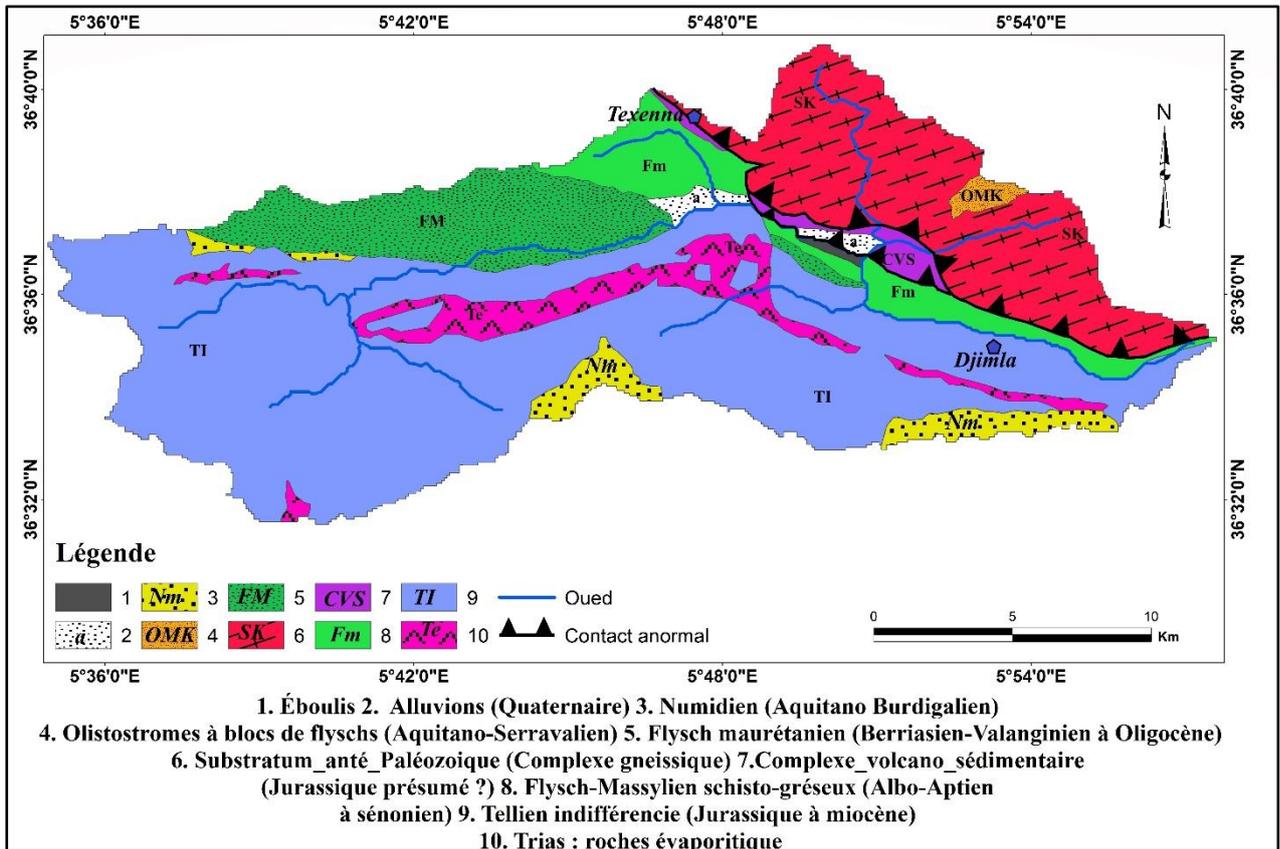


Figure. II. 6 : Carte géologique de la région étudiée.

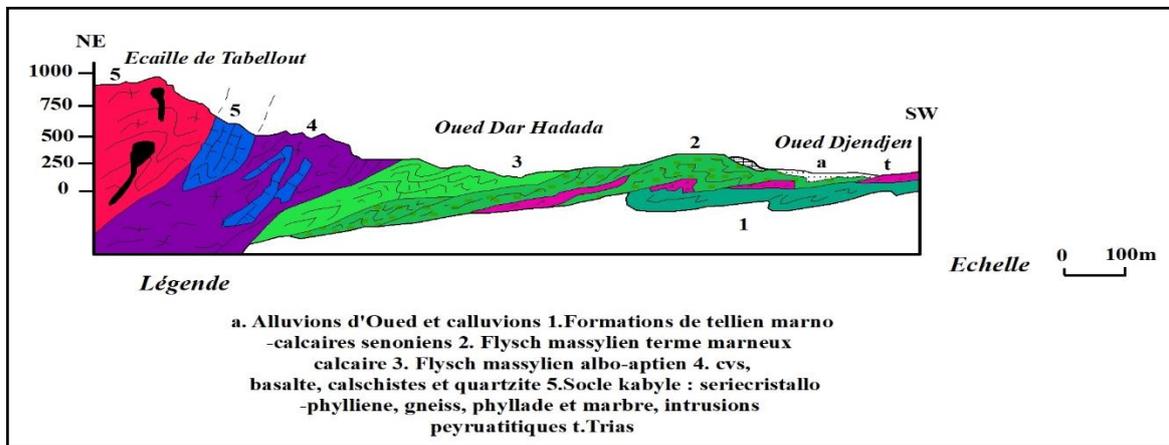


Figure. II. 7 : Coupe géologique du site (en collaboration avec Y. Rouikha, 2018)

Une synthèse des travaux suscités *Figure. II. 6* nous a permis de dire que les différentes formations lithologiques trouvées dans la région d'étude sont regroupées dans le *Tableau. II. 1* suivant :

Tableau. II. 1 : Répartition surfacique des différentes formations géologiques de la région étudiée

Formations lithologiques	Surface (Km ²)	(%)
Alluvions	3.0	0.97
Eboulis	0.59	0.19
Flysch numidien	10.85	3.51
O.M.K	1.86	0.6
Flysch massylien	20.85	6.74
Flysch maurétanien	32.69	10.57
Tellien	161.35	52.18
C.V.S	4.72	1.53
Trias	18.88	6.11
Socle Kabyle	54.45	17.60
Total	309.24	100%

Les matériaux géologiques pouvant classées en formations meubles (sable, argile, marne) ou en formations consolidées (grès, calcaires, dolomies...etc.).

Vu leurs état d'altération ou résistance à l'érosion, et par l'application du logiciel ArcGis 10.22 on peut estimer l'étendue des diverses zones **Tableau. II.2** de différentes formations lithologiques de la région étudiée.

Tableau. II. 2 : Classement des différentes formations lithologiques de la région d'étude.

Dureté	Roches résistantes	Roches Moyennement résistantes	Roches meubles
Formation lithologique	Grés	mollasse	Marnes Argiles
	Roches vertes	Marno-calcaire	Roches salines
	Gneiss,marbre	Schistes	Alluvions
Surface (Km²)	102.71	22.71	183.82
Total (Km²)	309.24		
Surface (%)	33.21	7.34	59.45
Total (%)	100%		

- a. **Roches résistantes** : elles sont représentées par les formations cristallophylliennes du socle Kabyle, les formations du Complexe Volcano-Sédimentaire de Texenna, et les formations de type flyschs (maurétanien, numidien). Ces formations s'étalent sur une superficie de 102.71Km², soit 33.21% de la région étudiée.
- b. **Roches Moyennement résistantes** : elles sont représentées dans la zone d'étude par les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle, les olistostromes (mollasse), et les formations du flysch massylien avec une superficie de 22.71 Km², soit 7.34% de la zone étudié.

- c. **Roches meubles** : elles sont représentées par les formations telliennes, les formations évaporitiques du Trias, et les formations quaternaires (Eboulis et alluvions) avec une superficie de 183.82 Km², soit 59.45% de la région étudiée.

La carte précédente *Figure .II.6* et la coupe géologique *Figure .II.7* du site étudiée, présentent la localisation de ce dernier dans son cadre géologique local. Ce qui indique qu'il appartient au domaine du flysch massylien d'âge Albo-Aptien, de résistance moyenne vis-à-vis de l'érosion.

II.4.Aspect structural

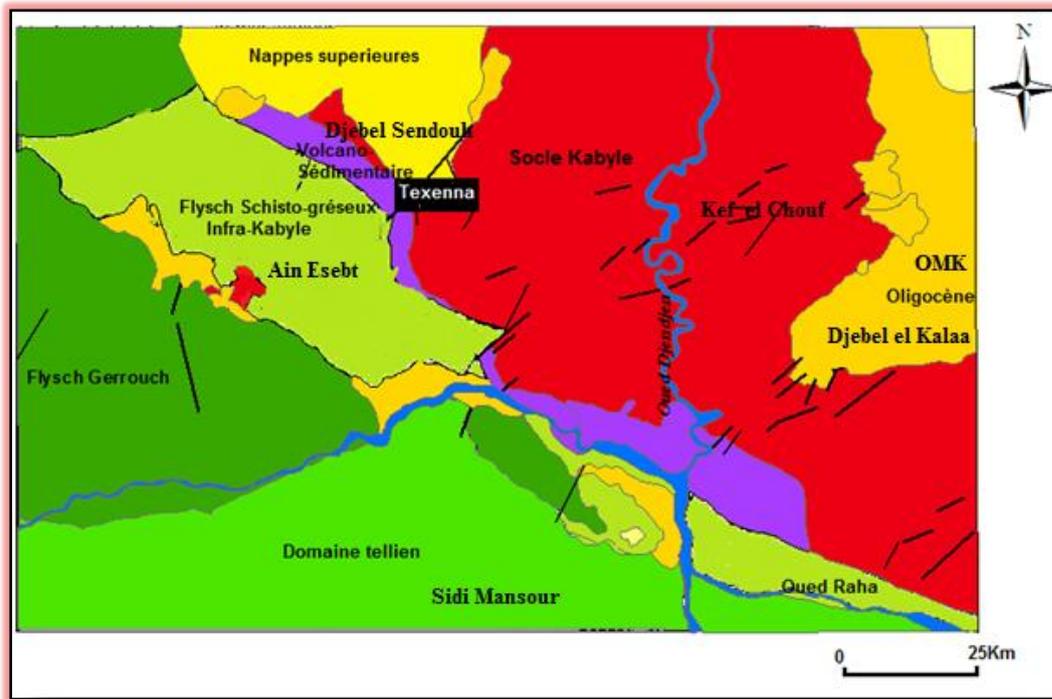


Figure. II. 8 : Carte Structural de la région d'étude (H.Djellit, 1987) légèrement modifiée.

L'édifice structural de la région d'étude (Figure.II.8) se présente comme suit :

a) Le socle Kabyle

Le socle Kabyle dans la région d'étude est composé d'un substratum gneissique, d'un complexe phylladique, et d'un ensemble de psammites, et de calcaires.

- Le substratum gneissique est d'âge anté-Cambrien.
- Le complexe phylladique est d'âge Cambro-Ordovicien.
- Les psammites et calcaires sont d'âge Silurien à Dévonien inférieur à moyen.

Le socle Kabyle chevauche vers le Sud les unités frontales schistosées.

b) Sous le socle Kabyle

Le complexe volcano-sédimentaire : débité en écailles, cet ensemble chevauche vers le Sud les formations du domaine externe telliennes.

c) Sur le socle Kabyle

Un ensemble de nappes, comportant à la base un olistostrome d'âge Aquitano-Seravallien surmonté par le flysch de Guerrouch. Ces nappes sont scellées par des dépôts du Miocène terminal puis par le Pliocène (*H.Kherrouba, 2008*).

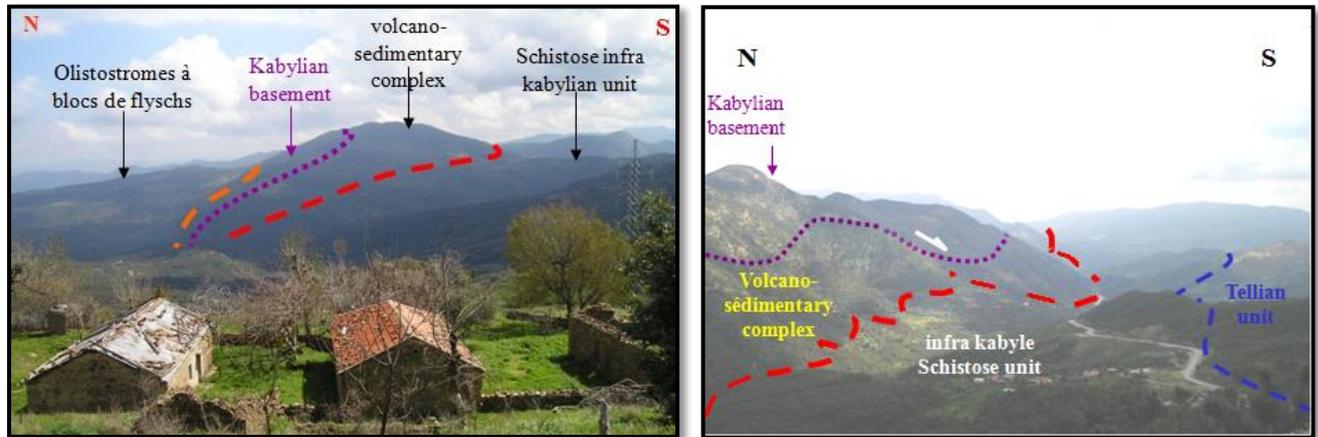


Figure. II. 9 : Illustrant l'édifice structural de la Petite Kabylie sur la transversale de Texenna (*H.Djellit, 2010 ; in N.Bounemear, 2014*).

II.5.La tectonique

Au niveau de la région d'étude qui constitue la terminaison occidentale de la Petite Kabylie, plusieurs événements tectoniques qui ont conduit à la structure actuelle. Les différents aspects tectoniques régionaux sont les charriages, les déformations ductiles, et les déformations cassantes.

a. Les charriages

Affectant les différentes nappes : flyschs, socle Kabyle, et le tellien.

b. Déformations ductiles

Elles sont matérialisées par les plissements N-S (*Figure. II.10*), et E-W (*Figure. II.11*) visibles dans les formations du socle Kabyle et les formations du flysch massylien, et celles de la couverture sédimentaire.



Figure. II. 10 : Photo illustrant les plissements N-S visibles dans les formations du flysch massylien.



Figure. II. 11 : Photo illustrant les plissements E-W visibles dans les formations du flysch massylien.

c. Déformations cassantes

Elles sont marquées par les rejets de grands accidents tectoniques d'ampleur régionale, animées par des déplacements faibles et horizontaux (décrochements), **Figure.II.12**. Les directions dominantes de ces accidents sont : N-S, E-W, NE-SW, et NW-SE, et affectent aussi bien le socle Kabyle que les formations récentes.

Ces accidents ont engendrés des dislocations, et le broyage des formations affectées. Un intense réseau de fracturation à accompagné ces grands accidents tectoniques.

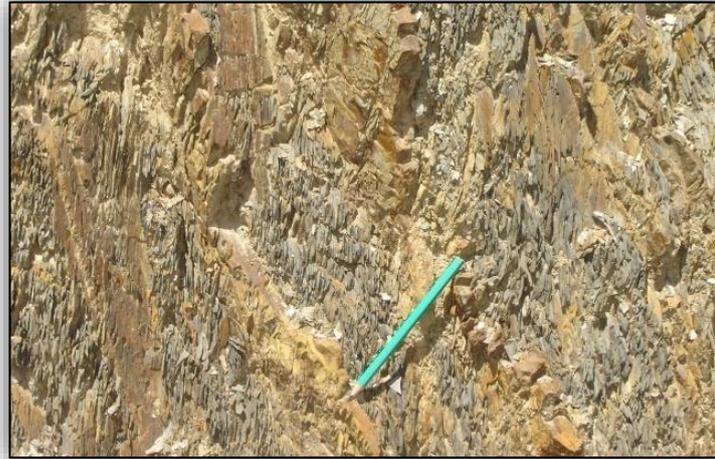


Figure. II. 12 : Photo illustrant les déformations cassantes visibles dans les formations du flysch massylien.

II.6.Sismotectonique

II.6.1. Aperçu sismique

La région de Jijel est située dans une région sismique classée (d'après **Bockel,1999**), comme région pouvant subir des secousses supérieures à l'intensité 8, les épicentres de la plupart des secousses ressenties sont localisées entre Béjaia et Sétif dans la zone des Bibans et des Babors. Cet axe sismique paraît présenter une activité qui s'atténue vers l'Est, où les structures en nappes viennent buter sur les contreforts du socle.

Les données historiques relatives à la sismicité font état d'un évènement majeur survenu le **21 Août 1856** au large de Jijel (ex.Djedjelli). Les autres foyers sismiques sont situées à plus de 50Km du côté Est du barrage d'El-Agrem.

Les études les plus récentes réalisées par **Yelles et al (1999)** montrent l'existence d'une faille supposée active dans la zone de la pente continentale au large de Jijel.

Le séisme est traité comme une action accidentelle.

II.6.2. Règles parasismiques Algériennes (RPA)

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2008) le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante **Tableau. II. 3** :

Tableau. II. 4 : Zones de différentes sismicités.

Zone	Sismicité
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone IIa et IIb	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité très élevée

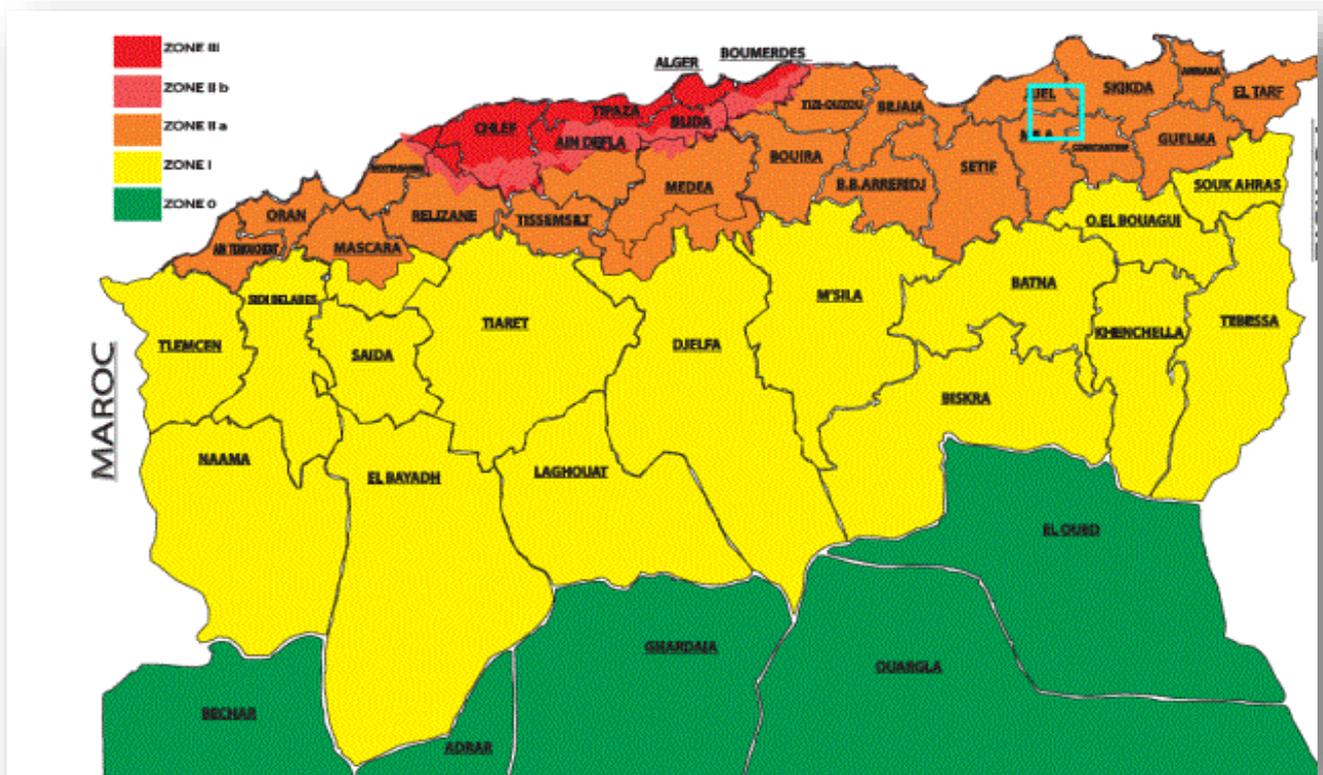


Figure. II. 13 : Carte de zonage sismique du territoire national (RPOA 2008).

D'après la carte du zonage sismique **Figure. II.13** la wilaya de Jijel fait partie de la zone (IIa) de moyenne sismicité. Elle a connue un évènement majeur survenu le **21 Août 1856** au large de Jijel (ex.Djedjelli). Le dernier séisme ressenti dans la région est celui de Texenna (**2009**).

Cependant, la présence de grands accidents tectoniques dans la région de Jijel fait augmenter le risque sismique. En effet, des secousses peuvent être engendrées par les réajustements tectoniques des grands accidents affectant la région (**H.Kherrouba, 2008**).

La classe des ouvrages rentre dans le groupe des ponts « 1 » **Tableau. II. 5**.

Tableau. II. 6 : Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008).

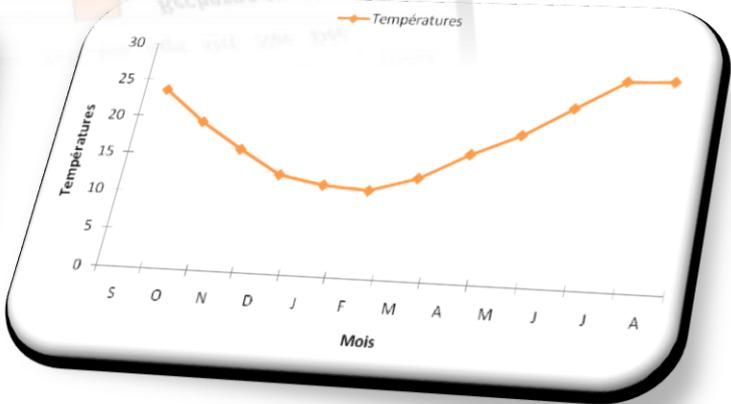
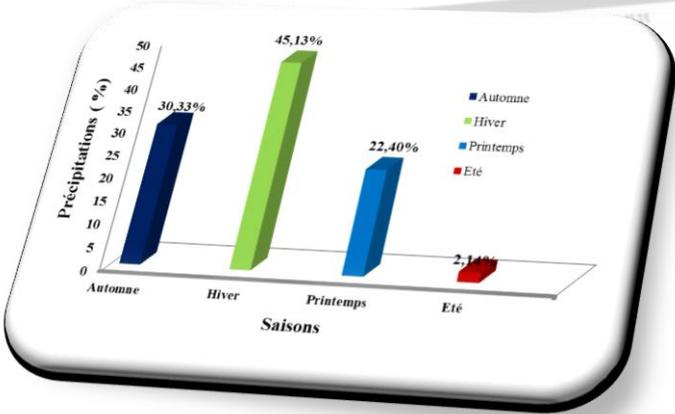
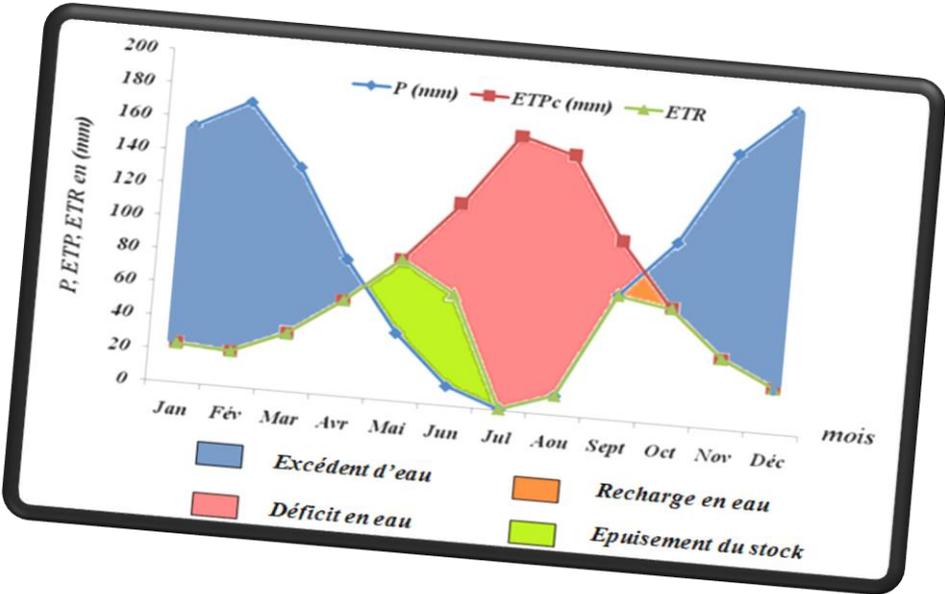
Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Comme indiqué dans la norme RPOA 2008, les sites peuvent être classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- Catégorie S1 : site rocheux
- Catégorie S2 : site ferme
- Catégorie S3 : site meuble
- Catégorie S4 : site très meuble

Par ailleurs, la classification des sites pourrait envisager les valeurs moyennes harmoniques des caractéristiques mécaniques, mesurée au moyen d'essais réalisées sur site ou en laboratoire.

Synthèse hydroclimatologique



III.1. Introduction

Les reconnaissances hydro-climatologiques appliquées aux études de génie géologique sont indispensables pour compléter les reconnaissances géotechniques. Elles permettent de savoir avec plus de précision les propriétés des sols, et leur comportement vis-à-vis de l'eau. Cela se fait par le traitement et l'analyse des éléments climatiques où nous avons principalement les précipitations et les températures. Ceci va permettre de schématiser le fonctionnement du système hydro-climatologique et son influence sur le comportement du sol dans le secteur étudié.

La prise en compte des particularités climatiques locales est essentielle pour le choix des matériaux à employer dans tous types de construction et aussi dans la conception des ouvrages.

III.2. Analyse des caractéristiques hydro-climatiques

L'estimation de la quantité d'eau imprégnant la région étudiée est indispensable, car l'action de l'eau sur le sol se manifeste par plusieurs façons. La source principale de cette eau provient des précipitations liquides (pluviométrie). Aux précipitations s'ajoutent d'autres facteurs climatiques à savoir la température et l'évapotranspiration réelle, paramètres nécessaires à tout essai de bilan hydrologique.

Le manque des stations hydro-climatologiques au niveau de la région d'étude, nous a contraint d'opter pour le choix et le traitement des données les plus proches de notre zone étudiée. Les stations météorologiques du barrage El-Agrem et celle du Col de Fedoulès dont les coordonnées géographiques sont représentées dans le **Tableau III.1**, ont été prises en considération dans l'analyse des caractéristiques climatiques de notre travail.

Tableau. III. 1 : Caractéristiques des stations pluviométriques voisines de la région d'étude (ANRH, 2018).

Nom station	Code station	Longitude	Latitude	Pluies moyennes annuelles (mm)	Période d'obs. (années)
Barrage El-Agrem	03 03 03	05° 50' 11"	36° 44' 06"	1155,6	50
Col de Fedoulès	03 04 03	557 E	3633 N	966,6	50

III.2.1. Précipitations

Les précipitations englobent tous les eaux météoriques qui tombent sur la surface de la terre, tous se produisent sous différentes formes, liquide ou solide.

Les précipitations liquides comprennent essentiellement les pluies, les bruines et les précipitations "occultes" comme la condensation et la rosée, dont le rôle hydrologique peut être considérable dans certaines conditions. Au contraire de ce type de précipitations immédiatement intégrées dans le cycle de l'eau, les précipitations solides, essentiellement la neige, peuvent séjourner quelques jours à la surface du sol avant de fondre et d'être de nouveau reprises dans le cycle de l'eau.

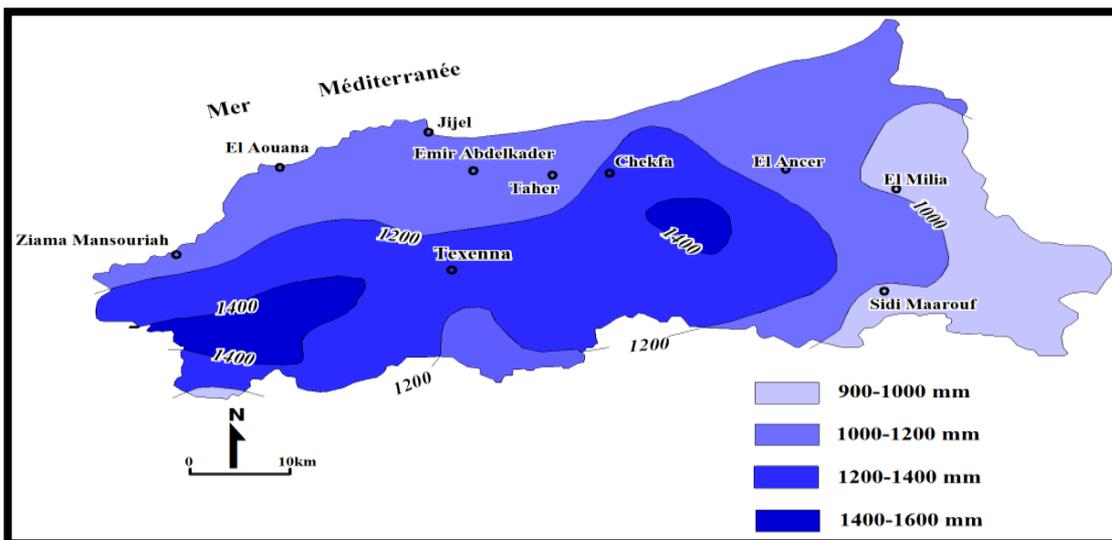


Figure. III. 1 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996).

➤ **Estimation des précipitations à partir des données des stations pluviométriques**

Les données de la station météorologique du barrage El-Agrem montrent que la région de Texenna reçoit annuellement de **1155,6 mm**. Alors que la station du col de Fedoulès indique une moyenne de **966,6 mm** par an pour la région de Djimla.

La variation des principaux paramètres permet de définir le régime pluviométrique de la région : quantité de pluie annuelle, quantité de pluie mensuelle, et saisonnière.

a) *Variations mensuelles*

La répartition mensuelle des précipitations durant l’année et ses variations conditionnent (avec les facteurs thermiques et lithologiques), l’écoulement et le régime des cours d’eau, ainsi que des nappes alluviales. Le **Tableau III.2** donne les moyennes mensuelles de la période (2004-2014) pour les deux stations pluviométriques.

Tableau. III. 2 : Moyennes mensuelles des précipitations
(Stations du barrage El-Agrem, et du Col de Fedoulès, période, 2004-2015).

Mois Station	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
Barrage El-Agrem	75,2	109,5	165,8	194,7	154,6	171,9	135,6	82,3	41	11,9	1	11,8	1155,6
Col de Fedoulès	56,7	80,8	142,7	170,9	148,1	96,0	120,7	89,8	44,5	6,9	0,3	9,2	966,6

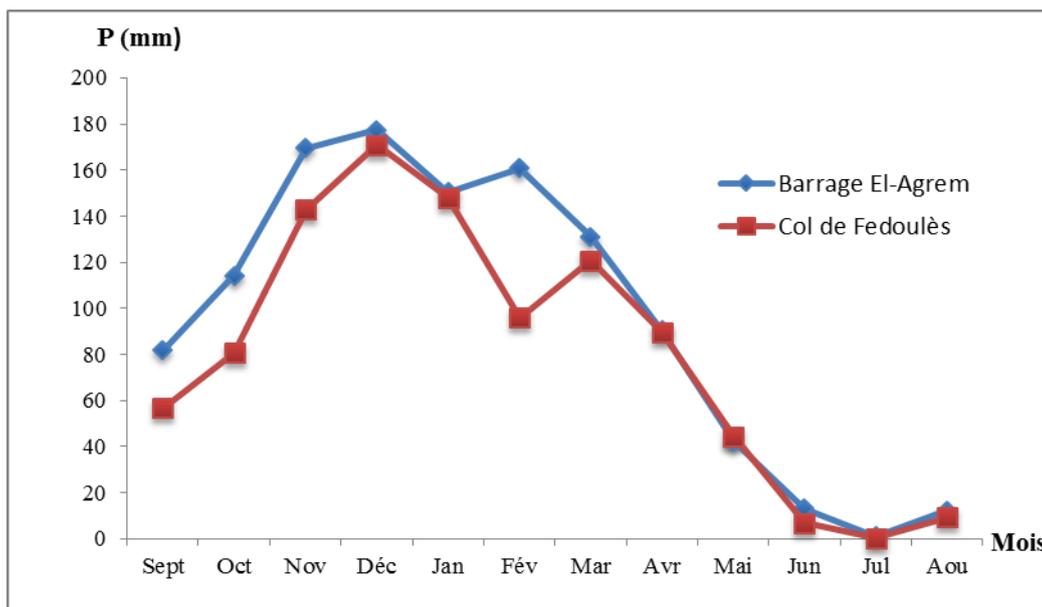


Figure. III. 2 : Courbes exprimant les moyennes mensuelles des précipitations.
(Stations du barrage El-Agrem, et du Col de Fedoulès, période, 2004-2015)

On remarque que :

Toutes les stations donnent un maximum pluviométrique durant les mois de Novembre, Décembre, et Janvier **Figure. III. 2**.

b) Variations saisonnières

Tableau. III. 3 : Taux des Précipitations saisonnières en (mm), (%)
(Stations du barrage El-Agrem, et du Col de Fedoulès, période, 2004-2015).

Station \ Saisons	Hiver	Automne	Printemps	Eté	Total
	Col de Fedoulès	415	280,20	255	16,40
	41,22	27,83	25,33	1,63	100 %
Barrage El-Agrem	521,50	350,50	258,90	24,70	1155,6 mm
	45,13	30,33	22,40	2,14	100%

A partir du **Tableau III.3**, on remarque que dans les deux stations, l'ordre est le même. En effet, nous avons du plus fort au plus faible taux de précipitations la succession suivante : Hiver, Automne, Printemps, Eté **Figure. III. 3 et Figure. III. 4**.

C'est en Hiver que la région d'étude enregistre le plus fort taux (45%) et même plus, de sa pluviométrie annuelle.

On remarque que presque la moitié de la lame reçue dans la région étudiée se manifeste en Hiver. Ainsi l'alimentation des cours d'eau et des nappes souterraines par les précipitations est donc considérable en saison hivernale.

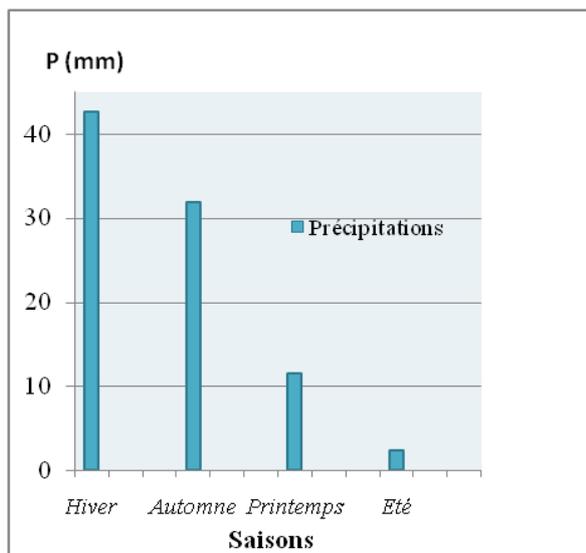


Figure. III. 3 : Répartition saisonnière de la pluie enregistrée à la station du barrage El-Agrem ; période (2004/2014).

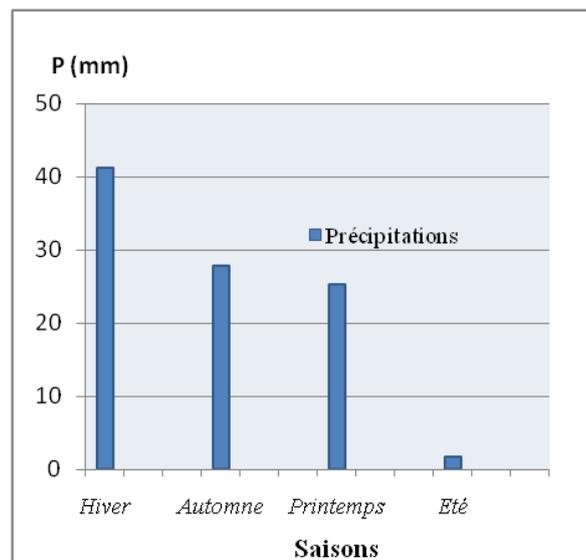


Figure. III. 4 : Répartition saisonnière de la pluie enregistrée à la station du Col de Fedoulès ; période (2004/2014).

➤ **Estimation des précipitations moyennes annuelles**

L'étude des précipitations moyennes annuelles s'est effectuée à partir des données récentes de la série qui s'étend de (2004-2015) pour la station du barrage El-Agrem.

Les données de la station météorologique du barrage El-Agrem montrent que la région de Texenna reçoit annuellement 1155,6 mm/an. La variation des principaux paramètres permet de définir le régime pluviométrique de la région : quantité de pluie annuelle, quantité de pluie mensuelle et saisonnière. Le Tableau ci-dessous donne les moyennes mensuelles des précipitations de la station du barrage El-Agrem pour la période (2004-2015).

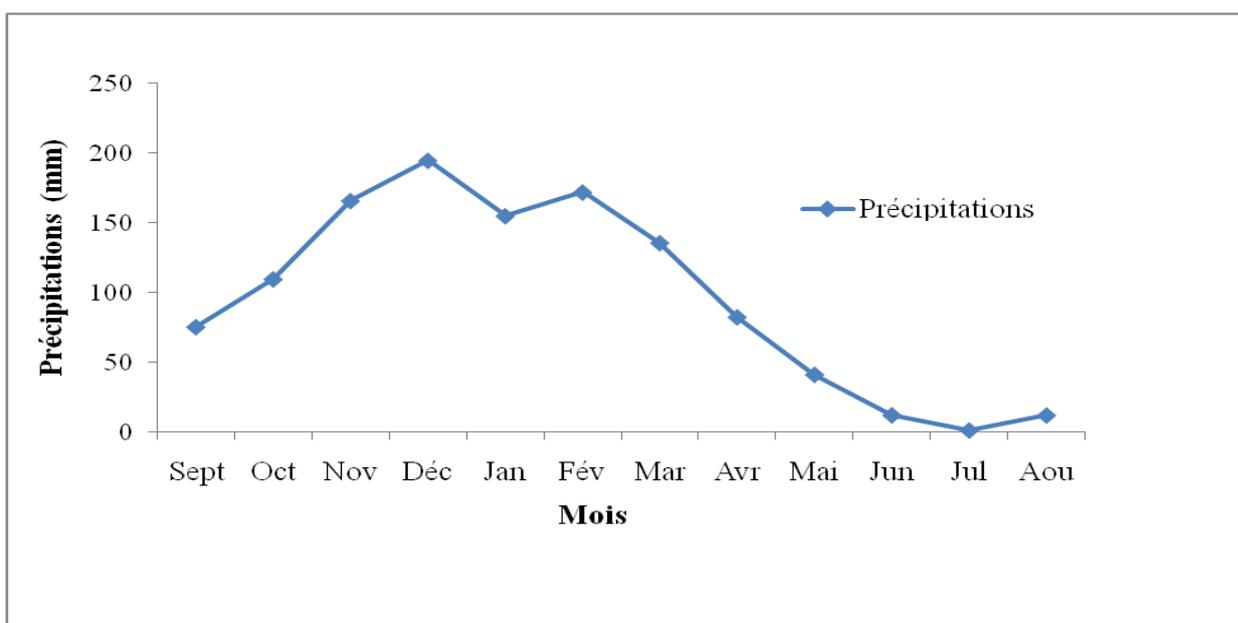


Figure. III. 5 : Distribution de la pluviométrie moyenne mensuelle (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).

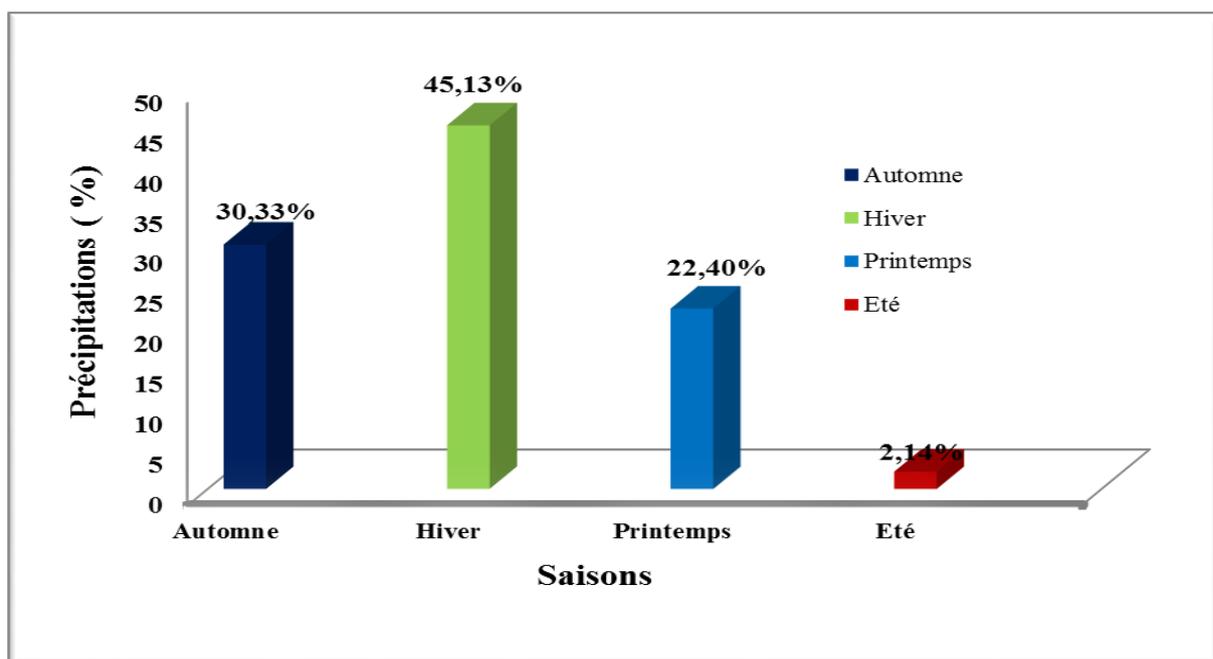


Figure. III. 6 : Répartition de la pluviométrie saisonnière
(Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015)

D'après les résultats obtenus *Figure. III.6, Figure III.5*, nous constatons que Décembre est le mois le plus pluvieux, par contre Juillet est le mois le plus sec. En général, l'évolution des précipitations dans le temps est croissante d'Août à Décembre.

-La saison la plus pluvieuse est l'hiver avec des précipitations de l'ordre de 521,5mm, soit 45,13% des précipitations annuelles.

-La saison la plus sèche est l'été avec des précipitations de l'ordre 24,7 mm, soit 2,14 % des précipitations annuelles.

III.2.2. Températures

La température est l'un des facteurs influençant sur le bilan hydrologique et permet l'estimation de l'évapotranspiration. Le *Tableau.III.4* et la *Figure.III.6* représentent la répartition des températures moyennes mensuelles pour la période 2004-2015 au niveau de la station du barrage El-Agrem.

Tableau. III. 4 : Distribution des températures moyennes mensuelles et saisonnières
(Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Températures moyennes mensuelles et saisonnières (C°)	23.65	19.49	16.01	12.90	11.80	11.35	13.21	16.58	19.32	23.07	26.84	27.00
	Automne			Hiver			Printemps			Eté		
	19.72			12.02			16.37			25.64		
Température moyenne en (C°)	18,48											

Les valeurs affichées au **Tableau III.4** donnent une température moyenne annuelle de 18°C avec comme valeur maximale de 27 °C enregistrée au mois d’Août, la minimale quant à elle revient au mois de Janvier et Février, elle vaut 11°C.

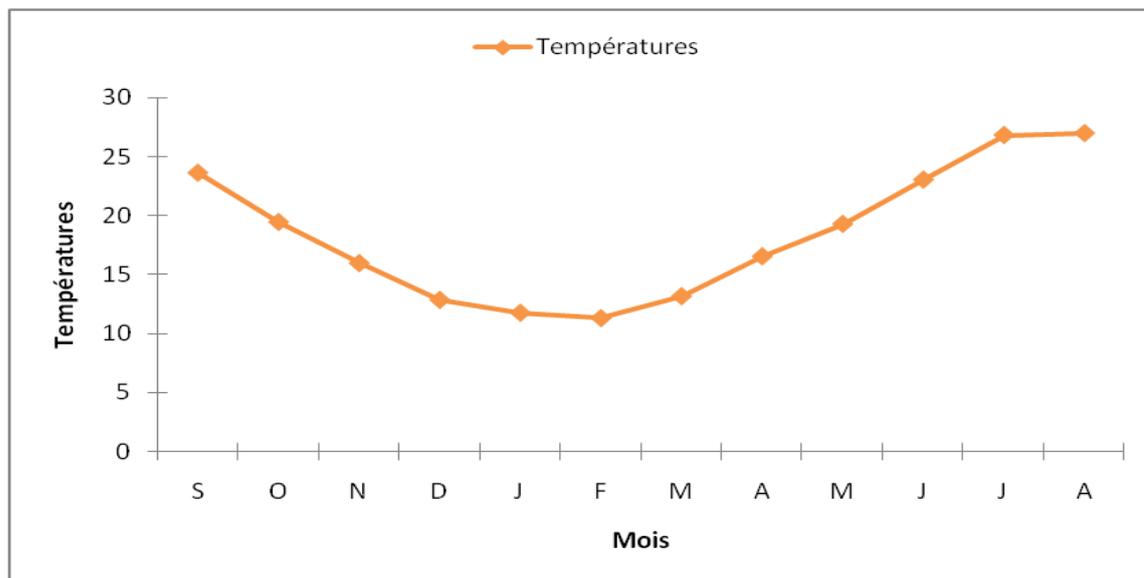


Figure. III. 7 : Distribution des températures moyennes mensuelles (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).

En ce qui concerne les températures saisonnières, la saison la plus froide correspond à l’hiver, elle a comme valeur moyenne 12°C. La saison la plus chaude correspond à l’été, la valeur moyenne en cette période de l’année vaut de 25°C.

III.2.3. Graphique ombrothermique

Le diagramme ombro-thermique est établi selon la règle de Gausсен et Bagnoulis, ce diagramme est dressé selon le rapport des précipitations sur les températures (P/T).

Gausсен et Bagnoulis, (1953) définissent la saison sèche comme étant l’ensemble des mois où totale mensuelle des précipitations est inférieure ou égale au double de la température moyenne mensuelle ($P < 2T$). Les données sont regroupées dans le Tableau suivant :

Tableau. III. 5 : Données moyennes mensuelles des précipitations et des températures (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sept	Oct	Nov	Déc
P moy (mm)	154,90	171,90	135,60	82,30	41,00	11,90	1,00	11,80	75,20	109,50	165,80	194,70
T moy (C°)	11,80	11,35	13,21	16,58	19,32	23,07	26,84	27,00	23,65	19,49	16,01	12,90
P/T	3,18	5,62	10,36	15,09	13,13	15,15	10,26	4,96	2,12	0,52	0,04	0,44

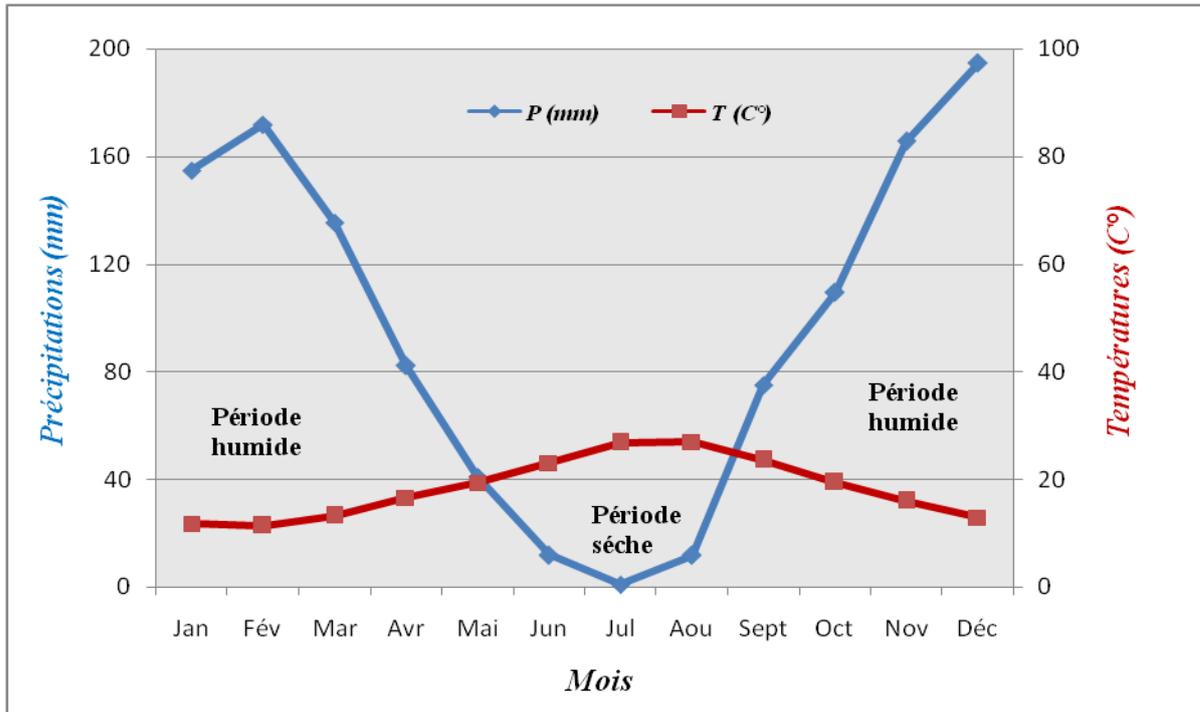


Figure. III. 8 : Diagramme ombrothermique
(Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).

D'après le graphique de la **Figure III.8** on peut déduire ce qui suit :

- La période humide ou hivernale débute au mois de septembre et s'étale jusqu'à la fin du mois de mai.
- La période sèche ou période déficitaire s'étale entre la fin du mois mai et va jusqu'au début du mois de septembre.

III.2.4. Bilan hydrologique

L'établissement d'un bilan hydrologique est indispensable pour l'évaluation des réserves d'eau transmise ou emmagasinée dans une région. Il est représenté par la formule suivante :

$$P = ETR + R + I + Wa$$

Avec :

P : précipitations moyennes annuelles en mm.

ETR : évapotranspiration réelle en mm.

I : infiltration en mm.

Wa : variation des réserves (négligeable).

R : ruissellement, mm

Ce bilan s'effectue sur une année hydrologique, avec une période de 12 mois.

III.2.4.1. Evapotranspiration potentielle ou ETP

L'évapotranspiration potentielle (**E.T.P**) correspond à l'évapotranspiration d'une surface qui serait suffisamment approvisionnée en eau pour évaporer la quantité d'eau maximale permise par les conditions climatiques.

Quantité maximale d'eau susceptible d'être perdue en phase vapeur, sous un climat donné.

On utilise la formule suivante proposée par Thornthwaite pour le calcul de l'ETP :

$$ETP = 16. \left(\frac{10.T}{I} \right)^a$$

Avec :

ETP : évapotranspiration potentielle non corrigée, mensuelle en mm pour **1** mois avec durée d'ensoleillement de **12** heures.

T : Températures moyennes mensuelles en C°.

I : indice thermique annuel égale à la somme des indices mensuels des 12 mois de l'année :

$$I = \sum_i^{12} i$$

i : indice thermique mensuelle d'où : $i = \left(\frac{T}{5} \right)^{1,514}$

a : exposant climatique calculé à partir de la formule suivante : $a = 0,016 (I) + 0,5$

L'évapotranspiration potentielle mensuelle corrigée en mm est obtenue à partir de la formule suivante :

$$ETP \text{ corrigée} = ETP. K$$

Avec ; **K** : Coefficient d'ajustement de la formule de Thornthwaite en fonction de l'altitude.

Tableau. III. 6 : Valeurs de l'ETP Calculées par la formule de Thornthwaite (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
P (mm)	75,20	109,50	165,80	194,70	154,90	171,90	135,60	82,30	41,00	11,90	1,00	11,80	1155,6
T (C°)	23,65	19,49	16,01	12,90	11,80	11,35	13,21	16,58	19,32	23,07	26,84	27,00	18,44
i	10,51	7,84	5,82	4,20	3,67	3,46	4,35	6,14	7,74	10,13	12,73	12,85	89,45
ETP	104,61	72,00	49,24	32,45	27,32	25,34	33,97	52,68	70,79	99,71	133,56	135,11	836,78
K	1,03	0,97	0,86	0,84	0,87	0,85	1,03	1,10	1,21	1,22	1,24	1,16	
ETPc (mm)	107,75	69,84	42,35	27,26	23,77	21,54	34,99	57,95	85,65	121,65	165,62	156,72	915,09

La valeur obtenue de l'évapotranspiration potentielle annuelle est de 836,78 mm pour un indice thermique annuel de 89,45. Nous notons qu'elle est largement inférieure aux précipitations qui sont de l'ordre de 1155,6 mm.

III.2.4.2. Évapotranspiration réelle ou ETR

Somme des quantités de vapeur d'eau évaporées par le sol et par les plantes quand le sol est à une certaine humidité et les plantes à un stade de développement physiologique et sanitaire spécifique.

La méthode de Thornthwaite permet d'établir un bilan hydrologique mensuel et donne pour chaque mois les paramètres suivants :

- ✓ L'évapotranspiration réelle (**ETR**).
- ✓ La réserve facilement utilisable contenue dans le sol (**RFU**).
- ✓ Le déficit agricole (**Da**) ; ($Da = ETP - (P + RFU)$)
- ✓ L'excédent (le ruissellement à l'échelle du bassin versant) (**EX**)

Le principe de raisonnement est le suivant :

- Si $P > ETP \rightarrow ETR = ETR$, la quantité d'eau qui reste ($P - ETR$) va alimenter la **RFU** jusqu'à son maximum (100 mm).
- Pour un mois $P < ETP$, et Si $\begin{cases} P + RFU > ETP \rightarrow ETR = ETP \\ P + RFU < ETP \rightarrow ETR = P + RFU \end{cases}$
- Lorsque $P < ETP$ et $RFU = 0$ $ETR = P$

On commence le calcul du bilan par le mois de Septembre où on considère que la RFU est nulle.

Tableau. III. 7 : Résultats de calcul de l'évapotranspiration réelle selon Thornthwaite
(Station du barrage El-Agrem, période 2004/2015)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P (mm)	75,20	109,50	165,80	194,70	154,90	171,90	135,60	82,30	41	11,90	1,00	11,80	1155,60
ETPc (mm)	107,75	69,84	42,35	27,26	23,77	21,54	34,99	57,95	85,65	121,65	165,62	156,72	915,09
P-ETPc	-32,55	39,66	123,45	167,44	131,13	150,36	100,61	24,35	-44,65	-109,75	-164,62	-144,92	
RFU	0	39,66	100	100	100	100	100	100	55,35	0	0	0	
EX (mm)	0	0	123,45	167,44	131,13	150,36	100,61	24,35	0	0	0	0	
D.A	32,55	0	0	0	0	0	0	0	0	54,40	164,62	144,92	396,49
ETR	75,2	69,84	42,35	27,26	23,77	21,54	34,99	57,95	85,65	67,25	1,00	11,80	518,60

L'évapotranspiration réelle calculée est de l'ordre de **518,60 mm** ; d'où **44,87%** des précipitations.

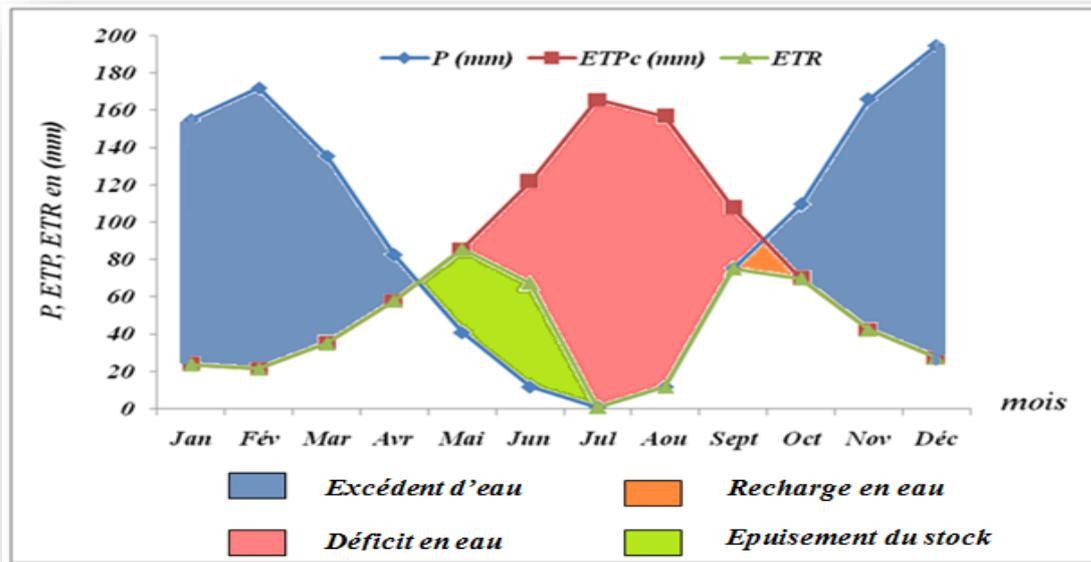


Figure. III. 9 : Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite.

L'examen du graphique de la **Figure III.9** permet d'établir les constatations suivantes

- La période hivernale s'étale du mois d'octobre au mois d'avril, durant laquelle les précipitations liquides très abondantes sont supérieures à l'évapotranspiration. Les pluies tombées servent en premier lieu à alimenter les réserves, cela continue jusqu'au mois de novembre. A partir de ce mois le plein des réserves est atteint, l'excédent d'eau va donc s'écouler. Les ruissellements atteignent leur maximum au mois de décembre.
- La période estivale s'étale du mois de mai au mois de septembre, c'est une période déficitaire avec une valeur annuelle de 396 mm où les précipitations sont très faibles à pratiquement nulles. L'évapotranspiration est élevée (518,60 mm), les infiltrations sont nulles, les réserves sont épuisées et les cours de ruissellement sont asséchés.

III.2.4.3. Estimation du ruissellement et de l'infiltration

Il est important de connaître la quantité d'eau ruisselée sur le bassin versant topographique et la quantité d'eau infiltrée dans les aquifères contenues dans ce bassin pour estimer les réserves en eau pour différents besoins.

Pour le calcul des ruissellements et des infiltrations on utilise :

Evapotranspiration potentielle.	ETP = 836,78 mm.
Précipitations moyennes annuelles.	P = 1155,6 mm.
Evapotranspiration réelle.	ETR = 518,6 mm

a) Ruissellement

La lame d'eau ruisselée est estimée à partir de la formule **Numer Chuck**, son expression est comme suit :

$$R = P^3 / 3$$

Avec :

R : ruissellement en (mm).

P : précipitations moyennes annuelles.

$$R = (1,1556)^3 / 3 \quad \text{donc : } R = 0,514 \text{ m} \quad R = 514 \text{ mm}$$

$$R(\%) = (R \times 100) / P = (514 \times 100) / 1155,6 \longrightarrow R = 44,47\%$$

La valeur du ruissellement (R) obtenue est de 514 mm, correspondant à 44,47% des précipitations.

b) L'infiltration

Désigne le mouvement de l'eau pénétrant dans les couches superficielles du sol et l'écoulement de cette eau dans le sol et le sous-sol, sous l'action de la gravité et des effets de pression.

L'infiltration (I) est calculée par la formule suivante :

$$I = P - (ETR + R)$$

$$\text{Ce qui donne : } I = 1155,6 - (518,6 + 514) \longrightarrow I = 123 \text{ mm}$$

En pourcentage : $I(\%) = (I \times 100) / P$

$$I(\%) = (123 \times 100) / 1155,6 \longrightarrow I(\%) = 10,64\%$$

III.3. Conclusion

Après cette étude hydro climatologique de la région d'étude, les résultats obtenus sont les suivants :

- La région d'étude possède un climat méditerranéen tempéré avec un hiver pluvieux et froid et un été chaud .les précipitations durant la période (2004-2015) sont relativement peu importantes et elles sont de l'ordre de 1155,6 mm en moyenne annuelle, la température moyenne annuelle est de 18,44°C.

-L'évapotranspiration potentielle (ETP) et l'évapotranspiration réelle (ETR) déterminées par la méthode de Thornthwaite, sont respectivement égales à 836,78 mm et 518,6 mm.

-Le bilan hydrologique de Thornthwaite est dans son ensemble déficitaire.

-Le ruissellement (R) estimé par la formule de **Numer Chuck** est de 514 mm/an, soit 63,57% des précipitations moyennes annuelles.

-L'infiltration (I) est estimée de l'équation du bilan de l'eau, elle est de l'ordre de 123 mm/an, soit 10,64% des précipitations.

Reconnaitances géotechniques



IV.1.Introduction

Lors d'un projet de construction, tout constructeur doit (de manière à assurer la pérennité des futurs ouvrages) prendre en compte la nature des formations constituant le sous-sol du site de l'ouvrage projeté. Cette prise en compte permet d'adapter le projet au site envisagé, de définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité/coût.

Pour des raisons de compétence, la responsabilité des problèmes liés aux formations composant le sous-sol est transféré à un spécialiste, le géotechnicien, dont la mission porte généralement sur les points suivants :

- Détermination de la nature géologique et lithologique du site;
- Détermination des propriétés physiques et mécaniques des sols;
- Définition des aléas existants vis-à-vis des risques naturels
- Définition des types de fondations à envisager et évaluation des tassements sous les charges de l'ouvrage.

Le dimensionnement des fondations est basé sur les règles de calcul de capacité portante, relatives aux charges supportées par ces fondations. Dans le cadre de la mise en œuvre des ouvrages d'arts. Au bout de ce modeste travail, on a pu parcourir les différents types d'essais géotechniques nécessaires à la prévision du comportement du sol dans le processus de choix du système de fondation.

IV.2.Compagne de reconnaissances géotechniques

La campagne de reconnaissances géotechniques du site étudié a été élaborée et réalisée par le bureau d'étude **Rizzani de Eccher** en deux phases :

- Phase d'avant-projet détaillé (APD) comprenant **un (01)** sondage carotté et **un (01)** sondage pressiométrique.
- Phase d'exécution (EXE) comprenant **Six (06)** sondages carottés ; **Dix (10)** sondages pressiométriques et **Quatre (04)** essais de perméabilité.

IV.2.1.Essai in-situ

Plusieurs types d'essais et mesures in-situ peuvent être réalisées à différentes étapes de l'étude d'un ouvrage. Cela est fonction de plusieurs paramètres tels que : la nature des terrains de fondation, les problèmes géotechniques rencontrés, l'importance de l'ouvrage envisagé...etc.

Ils permettent de mesurer les caractéristiques physico-mécaniques des sols, en intégrant l'effet des discontinuités de ce dernier (**G. Degoutte; 1997**). Parmi ces essais on peut citer :

IV.2.1.1. Sondages carottés

Cinq (05) sondages carottés ont été réalisés dans le site étudié, avec une profondeur qui varie entre 0,6m et 35m. Ces sondages ont été implantés d'une manière à couvrir toute la superficie du site en vue de mettre en évidence les différentes couches constituant le terrain et de déterminer leurs épaisseurs.

La carte ci-dessous représente l'implantation de ces sondages carottés (**Figure. IV.1**).

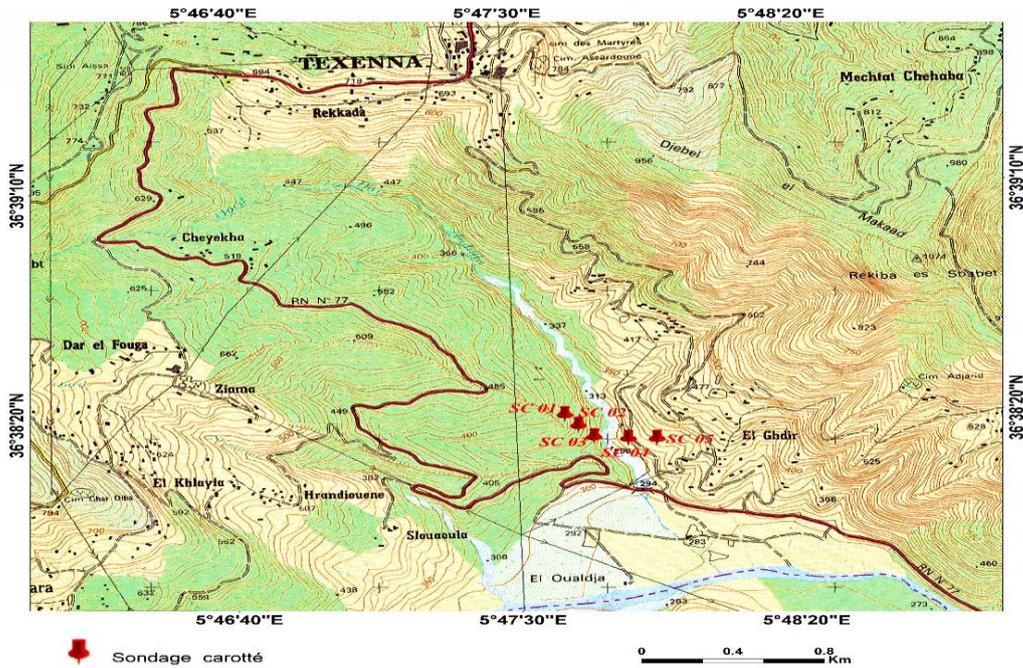


Figure. IV. 1 : Plan d’implantation des sondages carottés (Extrait de la carte topographique NJ-31-VI-42 Ouest Texenna 1/25000).

Les résultats obtenus par ces sondages carottés sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 1 : Résultats des sondages carottés (Rizzani de Eccher, 2015)

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Lithologie
SC 01	PK 28+880	0.00-0.60 m	Argile schisteuse, lâche brunâtre.
		0.60 - 4.00 m	Schiste broyé à matrice argilo-limoneuse intercalé avec des passages de quartzite.
		4.00 - 26.00 m	Calcaire marneux fracturé à cassure anguleuse oblique parfois peu oxydée de couleur grise bleuâtre à passages centimétriques de calcite.
		26.00 - 30.00 m	Calcaire marneux fracturé à cassure sub-arrondis à cause du broyage.
SC 02	PK 28+950	0.00 - 4.75 m	Remblai d’argile marneuse brun à marron friable de 0 à 1.5 m. Argile marneuse brunâtre raide parfois dure de 1.5 à 4.75 m (perte d’eau entre 0 à 3 m) des traces d’oxydations à 3.40 m.
		4.75 - 9.00 m	Marne grisâtre à bleuâtre peu plastique de 4.75 à 6 m et dure broyée de 6 à 9 m.
		9.00 - 10.00 m	Sable lâche brun.
		10.00 - 25.00 m	Calcaire marneux grisâtre à bleuâtre dur fracturé et broyé parfois avec un remplissage de quartz intercalé par des passages de sable et de calcaire broyé entre 14.90 – 15.35 m. 17.50 – 18.70 m 21.40 – 22.20 m et 23 – 23.50 m.

SC 03	PK 29+022	0.00 – 4.70 m	Argile carbonatée brunâtre dure avec des traces d'oxydation.
		4.70 – 7.40 m	Argile bleuâtre à grisâtre broyé.
		7.40 – 8.00 m	Argilite bleuâtre à grisâtre oxydé friable.
		8.00 – 30.00 m	Argilite bleuâtre à grisâtre plus ou moins altéré avec un remplissage de calcite.
SC 04	PK 29+117	0.00 – 6.30 m	Schiste marron grisâtre, altéré et fragile.
		6.30 – 15.00 m	Schiste bleu grisâtre, fortement fracturé et dure.
		15.00 – 35.00 m	Schiste bleu grisâtre, compacte et dure.
SC 05	PK 29+200	0.00 – 1.00 m	Terre végétale argilo-marneuse caillouteuse brunâtre.
		1.00 – 2.40 m	Argile à argile marneuse molle altéré de couleur gris jaunâtre.
		2.40 – 3.00 m	Marbre grisâtre à passages centimétriques de calcite.
		3.00 – 9.00 m	Marne compacte très fracturé de couleur gris bleuâtre parfois oxydé.
		9.00 – 30.00 m	Calcaire marneux fracturé grisâtre.



Figure. IV. 3 : Carotte obtenue lors du sondage N° 01.



Figure. IV. 2 : Carotte obtenue lors du sondage N° 02.



Figure. IV. 4 : Carotte obtenue lors du sondage N° 03.



Figure. IV. 5 : Carotte obtenue lors du sondage N° 04.



Figure. IV. 6 : Carotte obtenue lors du sondage N° 05

Par corrélation des logs de sondages obtenus, nous avons tracé la coupe lithologique suivante :

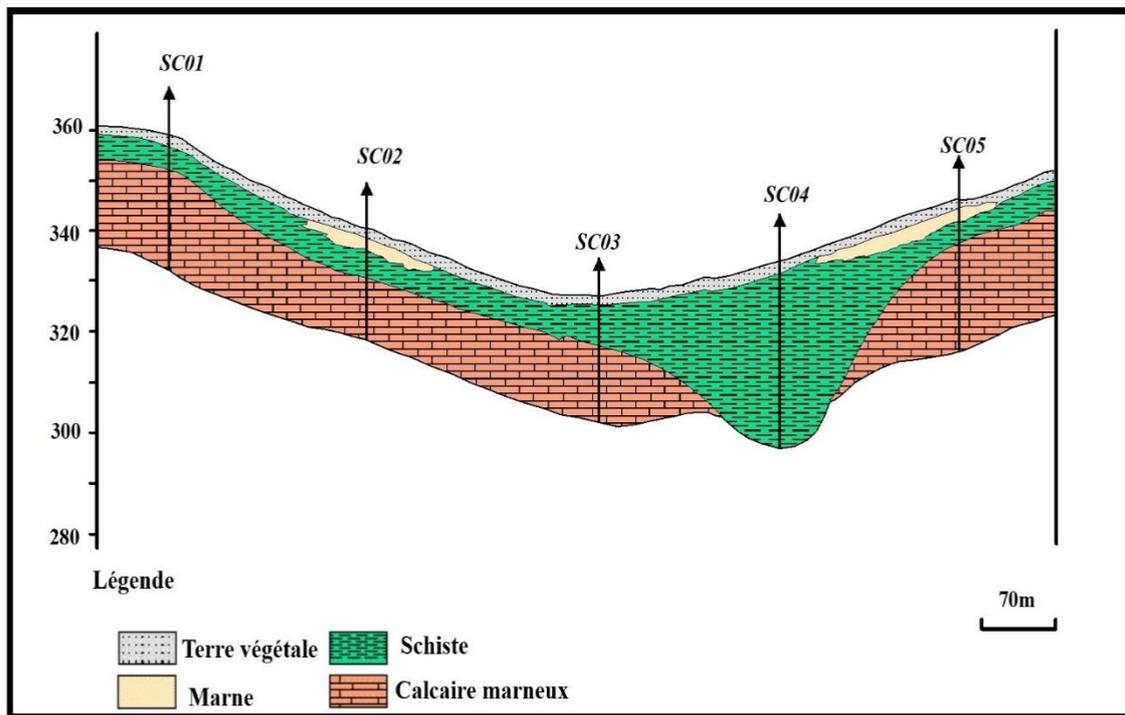


Figure. IV. 7 : Coupe lithologique du site étudié

A partir de la coupe lithologique du site étudié (*Figure. IV. 7*) établie sur la base de la corrélation entre les sondages carottés, cette dernière montre la superposition et la continuité des horizons schisteux et calcaireux. Au niveau des sondages SC 02 et SC 05 on note la présence des lentilles marneuses métriques discontinues.

Au droit du sondage SC 04, L'épaississement de la formation schisteuse correspond à un foisonnement par dédoublement de série dans la zone de cisaillement du flysch massylien.

IV.2.1.2. Sondages pressiométriques

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in-situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation.

Trois caractéristiques du sol sont notamment 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.

Le Tableau IV.2 donne les résultats des sondages préssiométriques réalisés sur le site d'étude:

Tableau. IV. 2 : Valeurs des sondages préssiométriques
(Rizzani de Eccher, 2015)

Sondage N°	PK	Profondeur du sondage en (m)	Profondeur d'essai en (m)	Pression limite P_L en (Mpa)	Pression limite E_{men} (MPa)	E_m/P_L	Lithologie		
SP 01	PK 28+880	03-7	3	1.39	6.46	4.68	Blocs et cailloux, enrobés dans une matrice fine argilo-marneuse		
			5	1.70	19.81	11.69			
			7	1.92	48.89	25.44			
		7-20	9	3.05	72.71	23.86	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux		
			11	2.37	45.93	19.39			
			14	2.18	50.08	23.01			
			17	2.01	36.87	18.35			
			20	2.05	51.66	25.19			
		3-21	23	2.15	51.76	24.06	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec niveaux de quartzite, grés fins et calcaires		
			26	3.27	31.97	9.79			
			29	2.52	29.63	11.79			
		SP 02	PK 28+922	3-21	3.0	0.66	4.45	6.71	Blocs et cailloux, enrobés dans une matrice fine argilo-marneuse
5.0	1.56				8.50	5.45			
7.0	2.77				44.20	15.97			
9.0	3.17				49.25	15.55			
11.0	3.57				34.5	9.67			
14.0	2.44				32.2	13.22			
17.0	2.94				55.81	18.96			
21.0	2.67				70.06	26.27			
21-25	24.0			3.93	96.69	24.58	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec niveaux de quartzite, grés fins et calcaires.		
SP 03	PK 28+956			2.5-17.5	2.5	1.59	6.51	4.10	Blocs et cailloux, enrobés dans une matrice fine argilo-marneuse
					4.5	1.65	26.71	16.17	
		6.5	2.56		112.36	43.96			
		8.5	2.9		66.62	22.95			
		11.5	4.16		117.34	28.23			
		14.5	3.40		75.42	22.16			
		17.5	2.77		29.91	10.8			
		17.5-24	20.5	3.16	104.00	32.89	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec niveaux de quartzite, grés fins et calcaires.		
			24.0	2.73	73.40	26.88			

SP 04	PK 28+991	3.00	3.0	1.74	36.53	21.03	Blocs et cailloux, enrobés dans une matrice fine argilo-marneuse.
		3.00-24	5.0	2.86	58.12	20.29	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec des niveaux de quartzite, grés fins et calcaires
			7.0	2.83	28.16	9.97	
			9.0	3.66	45.65	12.47	
			11.0	3.29	32.88	10.00	
			14.0	3.66	34.30	9.36	
			17.0	4.33	41.02	9.48	
			20.0	4.30	62.18	14.47	
24.0	2.68	27.69	10.34				
SP 05	PK 29+026	3.00	3.0	2.29	35.66	15.58	Pélites et argilites feuilletées
		3.00-24	5.0	2.75	44.73	16.26	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec des niveaux de quartzite, grés fins et calcaires
			7.0	2.92	63.39	21.73	
			9.0	4.14	96.30	23.25	
			11.0	3.92	34.80	8.88	
			14.0	4.58	85.92	18.78	
			17.0	2.88	50.09	17.40	
			20.0	2.43	73.64	30.32	
24.0	3.42	43.38	12.68				
SP 06	PK 29+061	3.00	3.0	2.33	43.38	18.59	Pélites et argilites feuilletées
		3.00-24	5.0	2.83	38.82	13.70	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec des niveaux de quartzite, grés fins et calcaires
			7.0	2.17	40.81	18.78	
			9.0	2.57	30.78	11.96	
			11.0	3.60	19.38	5.38	
			14.0	3.53	64.73	18.34	
			17.0	2.11	29.58	14.05	
			20.0	3.06	64.07	20.93	
24.0	2.86	47.29	16.56				
SP 07	PK 29+117	2.00	2.0	1.53	10.18	6.66	Pélites et argilites feuilletées
		2.00-4.00	4.0	8.36	413.07	49.43	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec des niveaux de quartzite, grés fins et calcaires
		4.00-35.0	6.0	8.34	362.05	42.97	Grés, quartzites, calcaires, calcaires marneux
			8.0	8.46	154.90	18.32	
			10.0	8.50	199.85	23.53	
			13.0	3.11	74.95	24.14	
			16.0	8.51	317.70	37.35	
			19.0	8.58	817.15	95.27	
			22.0	8.61	785.75	91.24	
			25.0	8.64	1011.52	117.10	
			28.0	8.69	642.04	73.92	
31.0	8.72	794.06	91.08				
35.0	8.48	903.68	106.62				

SP 08	PK 29+132	2.00-6.00	2.0	0.36	8.43	23.34	Pélites et argilites feuilletées	
			4.0	0.33	10.39	31.21		
			6.0	1.03	11.07	10.80		
		6.00-8.00	8.0	2.40	29.34	12.25	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec niveaux de quartzite, grés fins et calcaires	
		8.00-25.00	10.0	8.47	350.27	41.35	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux	
			13.0	8.51	867.08	101.90		
			16.0	8.54	481.96	56.44		
			19.0	8.58	559.72	65.27		
			22.0	8.62	447.17	51.87		
	25.0	8.66	649.31	74.97				
SP 09	PK 29+168	2.00-4.00	2.0	0.64	6.57	23.34	Pélites et argilites feuilletées	
			4.0	2.40	10.41	31.21		
		4.00-10.00	6.0	8.41	106.61	10.80	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux	
			8.0	8.44	198.11	12.25		
			10.0	8.46	201.21	41.35		
		10.00-16.0	13.0	3.52	124.15	101.90	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec des niveaux de quartzite, grés fins et calcaires	
		16.0-25.0	16.0	2.04	47.17	56.44	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux	
			19.0	8.57	292.13	65.27		
			22.0	8.62	292.13	51.87		
	25.0	8.65	278.45	74.97				
SP 10	PK 29+203	2.00-4.00	2.0	0.81	10.15	12.53	Pélites et argilites feuilletées	
			4.0	2.17	29.33	13.55		
		4.00-10.0	6.0	2.90	29.33	7.55	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux	
			8.0	4.21	21.87	7.54		
			10.0	3.41	31.73	10.01		
		10.0-13.0	13.0	3.16	142.77	45.14	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec niveaux de quartzite, grés fins et calcaires	
		13.00-25.00	16.0	8.55	312.15	36.50	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux	
			19.0	8.59	518.58	60.35		
			22.0	8.65	649.64	75.11		
			25.0	8.68	733.72	84.55		

Tableau. IV. 3 : Classification des sols d'après E_M/P_L d'après Ménard.

Type de sol	Valeur E_M/P_L
sols remaniées outriturée	$E_M/P_L < 5$
argiles sous-consolidées ou légèrement remaniées	$5 < E_M/P_L < 8$
argiles normalement consolidées	$8 < E_M/P_L < 12$
argiles légèrement sur consolidées	$12 < E_M/P_L < 15$
argiles sur consolidées.	$E_M/P_L > 15$
sables et graviers immergés	$6 < E_M/P_L < 8$
sables, sables et graviers secs et serrés	$E_M/P_L > 10$

D'après les Règles Parasismiques Algériennes (RPOA 2008), les sites peuvent être classés en quatre (04) catégories selon les propriétés mécaniques des sols qui les constituent. (**Tableau. IV.4**)

Tableau. IV. 4 : Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA 2008)

Catégorie	Description	P_L (MPa)	E_M (Mpa)	
S1	Rocheux (a)	>5	>100	
S2	Ferme	sable/gravier	>2	>20
		argile	>2	>25
S3	meuble	sable/gravier	1-2	5-20
		argile	0.5-2	5-25
S4	très meuble	sable/gravier	<1	<5
		argile	<0.5	<5

❖ Interprétation des résultats :

- D'après la classification de Ménard basée sur le rapport E_M/P_L le sol est de type : Argiles sur-consolidées.
- D'après la norme RPOA 2008 basé sur la valeur du Module pressiométrique E_M et la pression limite P_L le site est classé :
 - ✓ Catégorie S1 (site rocheux) caractérisée par des calcaires marneux, qui sont bien représentés dans le sondage SP 07.
 - ✓ Catégorie S2 (site ferme) caractérisé par des Schistes, qui sont représentés dans la majorité des sondages préssiométriques (SP01, SP03, SP04, SP05, SP06, SP09, SP10).
 - ✓ Catégorie S3 (site meuble) caractérisé par des formations argileuses, qui sont représentés dans le sondage SP08.

IV.2.2. Essais de perméabilité

Les principaux essais de perméabilité réalisés en place sont :

a) Essai lugeon

L'essai lugeon du nom du géologue qui l'a inventé, est un essai en place réalisé en sondage, il est essentiellement destiné à évaluer les possibilités de circulation de l'eau dans une roche et dans le sol à déceler des hétérogénéités ou des fissurations. (NF P 94-131)

Lors de la phase d'exécution *quatre (04)* essais ont été réalisés, les résultats obtenus sont représentés dans le *Tableau* suivant :

Tableau. IV. 5 : Résultats d'essai lugeon (Rizzani de Eccher, 2015)

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Coefficient de perméabilité k (UL)	Lithologie
SC 02	28+950	11,7-18,7	2,91	Calcaire marneux
SC 03	29+022	16,5-22,5	3,51	Argilite bleuâtre
SC 04	29+117	35	0,32	Schistes
SC 05	29+200	19-26	2,29	Calcaire marneux

b) Essai Lefranc

L'essai d'eau lefranc est un essai en place qui permet de déterminer la valeur du coefficient de perméabilité (K) qui peut être nettement différente du coefficient de perméabilité en grand, il s'applique à tous les sols fins ou grenus sous la nappe d'eau. (NF P 94-132)

Tableau. IV. 6: Résultats d'essai Lefranc (Rizzani de Eccher, 2015)

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Coefficient de perméabilité k (m/sec)	Lithologie
SC 02	28+950	0,5	3,47E-03	Argile marneuse

D'après les résultats obtenus par ces deux essais de perméabilité, on peut dire que le massif rocheux encaissant se caractérise par une perméabilité faible à très faible de classe K3 à K4.

IV.3.Essais de laboratoire

Le long des sondages, des échantillons (intacts et remaniés) ont été prélevés pour la réalisation des essais de laboratoire nécessaires à la définition des caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux qui affleurent au niveau des fondations du viaduc (sols et roches). Sur les échantillons récupérés dans les sondages carottés, ont été exécutés les essais suivants : Limites d'Atterberg, essais pour la détermination des poids volumiques (humide et sec), teneur en eau, porosité et indice des vides, et l'essai de compression uni-axiale.

IV.3.1.Paramètres Physique des sols

Les résultats des paramètres physiques mesurés par (L.C.T.P, 2015) sont regroupés dans le Tableau suivant :

Tableau. IV. 7 : Caractéristiques physiques des sols (L.C.T.P, 2015)

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Lithologie	W %	γ_h (T/m ³)	γ_d (T/m ³)	γ_{sat}	Sr %
SC 03	29+022	0,56-1,92	Argile carbonatée brunâtre dure parfois schisteuse avec des traces d'oxydation	16,32	2,08	1,81	20,33	81,45
		11,62-17,55	Argile bleuâtre à gris plus au moins altérée avec un remplissage de calcite	15,7	2,03	1,76	22,87	78,64

D'après ce Tableau, on constate que les sols en place sont denses avec un poids volumique humide compris entre $2,08 \leq \gamma_h \leq 2,03 \text{ T/m}^3$, et un poids volumique sec qui varie entre $1,76 \leq \gamma_d \leq 1,81 \text{ T/m}^3$, une teneur en eau naturelle variant entre $15,7 \leq w \leq 16,32 \%$ ce qui indique que les sols sont dans un état légèrement humide, et un degré de saturation varie entre $78,64\% \leq Sr \leq 81,45\%$ montre que les sols sont partiellement saturés.

IV.3.1.1. Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg permettent d'identifier les sols par rapport à leur consistance ainsi que les différents états des sols, à savoir ; état plastique, état liquide et état solide (NF P 94-051/052).

On peut également connaître le type du sol et son état de plasticité à partir de la valeur de l'indice de plasticité, comme il est présenté dans les Tableaux IV.13 et IV.14 :

Tableau. IV. 8: État du sol d'après l'indice de plasticité (G,Sanglerat et J,Costet, 1983)

Indice de plasticité I_p	
$I_p > 7$	Sol de faible plasticité.
$7 \leq I_p < 17$	sol de plasticité moyenne.
$I_p > 17$	Sol de plasticité élevée.

Tableau. IV. 9: Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (G,Sanglerat et J,Costet, 1983)

Type du sol	Indice de plasticité I_p
Argile	$I_p > 30$
Argile limoneux	$20 < I_p < 30$
Limon	$10 < I_p < 20$
Sable limoneux	$5 < I_p < 20$
Sable argileux	$5 < I_p < 15$

Les limites d'Atterberg permettent de prévoir le comportement des sols en particulier sous l'action des variations de la teneur en eau. Les résultats des essais des limites d'Atterberg sont récapitulés dans le **Tableau .IV.10**

Tableau. IV. 10: Résultats des limites d'Atterberg (*L.C.T.P, 2015*)

Sondage N°	PK	Profondeur	Limites d'Atterberg				Classification
			WL(%)	WP(%)	IP(%)	Ic	
SC 03	29+022	0,56-0,98	33,55%	21,27%	12,08%	1.41	Argile Moyennement Plastique.
		1,52-1,92	34,47%	22,33%	12,14%	1.55	Argile Moyennement Plastique.
SC 04	29+117	1,0-1,20	44,33%	23,29%	21,14%	/	Argile Limoneuse à plasticité élevée.

Selon les résultats des essais des limites d'Atterberg, on obtient des valeurs des limites de liquidité comprises entre 33,55 et 44,33 % , des indices de plasticité comprises entre 12,08 et 21,14% et des limites de plasticité comprises entre 21,27 et 23,29%.

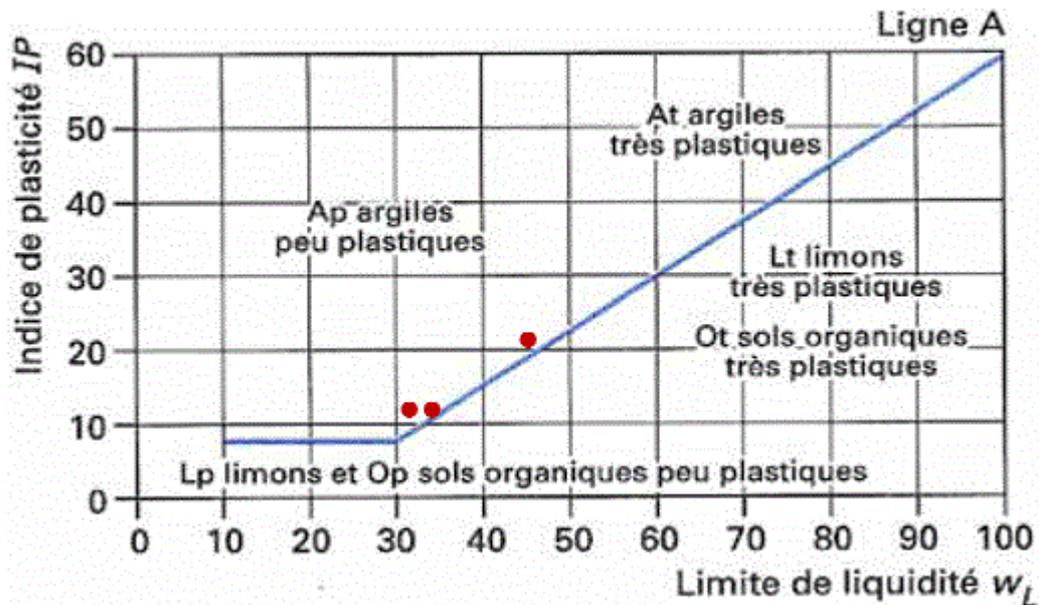


Figure. IV. 8 : Classification des sols étudiés selon l'abaque de plasticité de Casagrande,

La classification des sols fins réalisée à partir du diagramme de Casagrande basée sur la limite de liquidité WL et l'indice de plasticité Ip (**Figure.IV.8**), nous a permis de constater, que les points sont situés au-dessus de la droite A : $[IP = 0,73 (WL - 20)]$, ce qui caractérise respectivement une Argile peu plastiques (**AP**) de consistance dure.

IV.3.2. Essais Mécaniques

IV.3.2.1. Essai de résistance à la compression uni-axiale

La résistance en compression uni-axiale est utilisée en particulier en mécanique des roches pour l'étude d'ouvrages au rocher et pour la fourniture de matériaux d'enrochement.

L'essai est adapté aux roches dont la résistance à la compression uni-axiale est supérieure à 1 MPa. (*NFP 94-077*).

D'après la norme française *NFP 94-077* la qualification de la résistance de la roche en fonction de la résistance à la compression uni-axiale est présentée dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 11 : Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression uni-axiale.

Résistance à la compression uni-axiale (Mpa)	Qualification de la résistance
>200	Résistance très élevée
60 à 200	Résistance élevée
20 à 60	Résistance moyenne
6 à 20	Résistance faible
<6	Résistance très faible

Six (06) essais de résistance à la compression ont été réalisés, dont les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 12: Valeurs de la résistance à la compression (*L.C.T.P, 2015*)

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Lithologie	Résistance à la compression (Mpa)	Classification
SC 02	28+950	0,56-0,98	Calcaire marneux gris dur, fracturé	142,42	Résistance élevée
		1,52-1,92		156,36	
SC 03	29+022	11,26-11,53	Argile bleuâtre à grise plus au moins altérée avec un remplissage de calcite	108,64	Résistance élevée
		17,25-17,58		121,66	
SC 05	29+200	2,40-2,70	Marbre grisâtre à passage centimétrique de calcite	1465,98	Résistance très élevée
		12-12,25	Calcaire marneux fracturé, gris	142,22	Résistance élevée

A partir des résultats **Tableau IV.12**, on constate que les résistances à la compression uni-axiale augmentent avec la profondeur, elles sont supérieures à 100Mpa, caractérisant d'un massif compact avec des résistances élevées.

IV.4. Classification du massif rocheux

IV.4.1. L'indice GSI (Géological Strength Index)

Le GSI est un nombre sans dimension de Hoek et Brown (1995) sert à estimer la réduction de résistance du massif rocheux pour différentes conditions géologique, les deux **Tableaux IV.13 et IV. 14** présentent les valeurs de GSI, la nature lithologique, et la qualité du massif rocheux (Hoek et al, 1995).

Tableau. IV. 13 : GSI et qualité du massif rocheux (*Hoek et al, 1995*)

Valeur GSI	76-95	56-75	41-55	21-40	<20
Qualité du massif rocheux	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très Mauvaise

Dans notre cas, Le système GSI est calculé par la méthode directe, en utilisant le diagramme de Hoek. Les résultats obtenus sont reportés dans le Tableau qui suit :

Tableau. IV. 14 : Classification de la masse rocheuse du site étudié en fonction du GSI

Lithologie	Valeur GSI	Qualité du massif rocheux
Pélites et argilites quartzeux et calcaire.	20	Mauvaise
Grés, calcaires, et calcaires marneux fracturés.	38	Mauvaise
Pélites et argilites feuilletés et altères.	20	Mauvaise

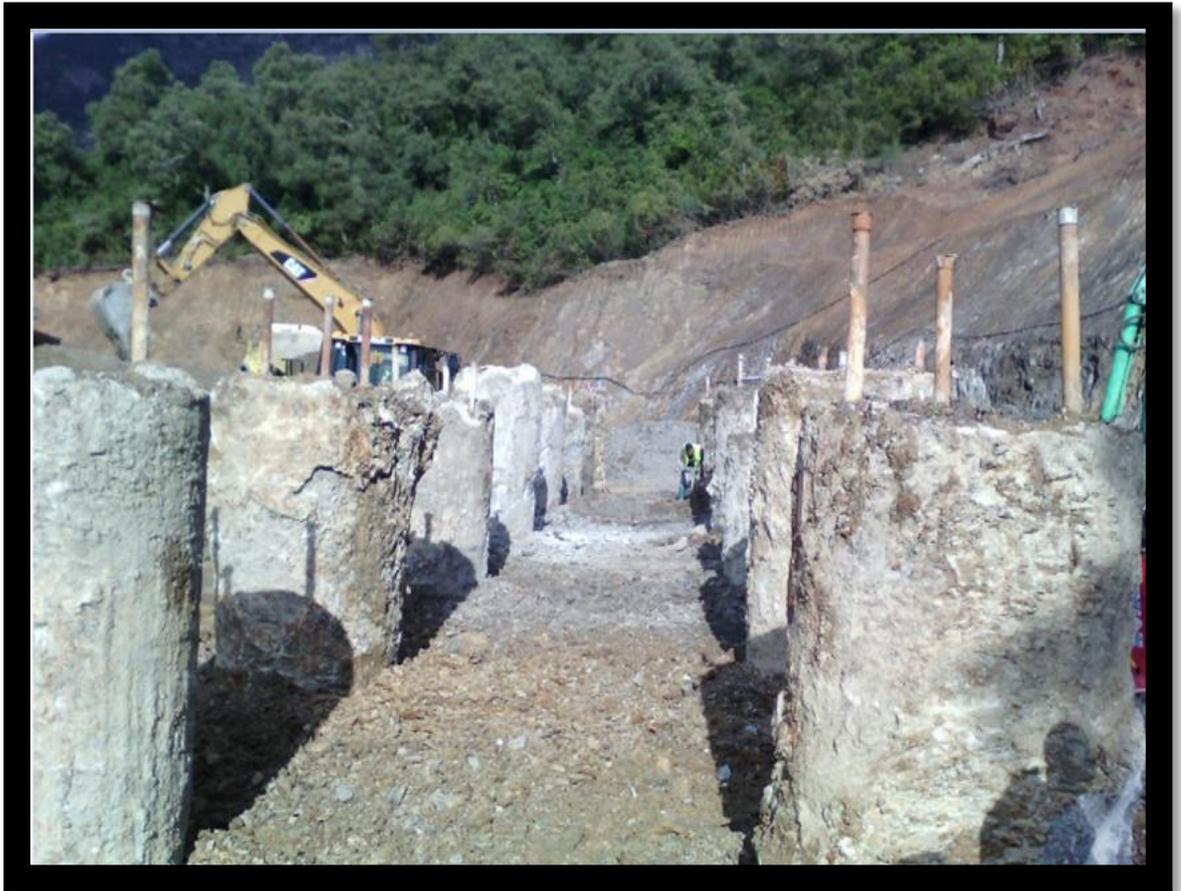
La majorité des valeurs obtenues du GSI Correspond à la classe 21-40, ce qui indique que la masse rocheuse du site du viaduc est de mauvaise qualité.

IV.4. Conclusion

A partir des résultats des essais in-situ et en laboratoire on peut conclure que :

- ✓ Les valeurs obtenues pour les caractéristiques physiques des sols caractérisent un sol moyennement dense, légèrement humide et partiellement saturé.
- ✓ Les valeurs de l'indice de plasticité (Ip) varient entre 1.41% 1.55 % indique qu'en est en présence d'une Argile peu plastique.
- ✓ A partir des résultats de compression uni-axiale, on constate que les résistances à la compression uni-axiale augmentent avec la profondeur, elles sont supérieures à 100Mpa, caractérisant un massif compact avec des résistances élevées.
- ✓ D'après les Règles Parasismiques Algériennes (RPOA 2008), les sites peuvent être classés en quatre (04) catégories selon les propriétés mécaniques des sols qui les constituent. le site d'étude est classé à la catégorie S2.
- ✓ Selon la classification GSI, la masse rocheuse du site du viaduc est de mauvaise qualité.

Dimensionnement des fondations profondes



V.1.Introduction

Une fondation se définit comme un élément qui assure la transmission et la répartition des charges d'un ouvrage vers le sol (poids propre d'ouvrage, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation). Elles représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

V.2.Description de l'ouvrage

La présente étude a pour but le dimensionnement et la justification de l'infrastructure de l'ouvrage d'art. 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 (V 28.8) qui se localise entre le PK 28+880 et le PK29+200, Il est caractérisé par *deux* (02) tabliers de 40m, *Quatre* (04) tabliers de 60m, pour une longueur totale de 320m, et *Cinq* (05) piles ayant une hauteur de 10.6m à 17.4m avec fondations sur 12/16/ou 20 pieux forés de 1.2m de diamètre.

Les culées ayant des hauteurs de 6.0m à 12.5m avec fondations sur Huit (08) pieux.

V.3.Présentation des paramètres de calcul

V.3.1. Normes techniques

- ✓ Zone sismique : zone IIa. (Sismicité moyenne);
- ✓ 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.

V.4.Calcul de la capacité portante d'un pieu foré à partir de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique consiste à effectuer une mise en charge latérale du terrain (expansion jusqu'à la rupture du sol) grâce à une sonde descendue dans un avant trou sensiblement de même diamètre, parfaitement réalisé, car il ne doit pas modifier les caractéristiques du sol.

Il permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées et les déplacements horizontaux du forage, ce qui présente un grand avantage par rapport à d'autres essais in-situ, du fait qu'il permet l'analyse du comportement du sol aussi bien en déplacement qu'à la rupture. (*Benzaid, 2011*)

Pour le calcul de la portance à partir du pressiomètre Ménard on distingue les catégories de sols suivantes :

Tableau. V. 1 : Définition des catégories conventionnelles des sols (*Fascicule 62-V, 1993*)

Classe de sol		Préssiomètre PI (MPa)
Argile, limon	A-Argiles et limons	< 0,7
	B- Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0
	C- Argiles très ferme 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- Compactes.	>23,0
marnes	A- Tendres	1,5 à 4,0
	B- Compacts	>4,5
Roches (1)	A- Altérées	2,5 à 4,0
	B- Fragmentées	>4,5

(1) L'appellation des 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 pressiométrique supérieurs à 50 à 80 MPa.

V.4.1. Calcul de la charge limite totale Q_l

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

$$Q_l = Q_P + Q_S$$

Où :

Q_P : Charge limite mobilisable sous la pointe de pieux.

Q_S : Charge limite mobilisable par frottement latéral entre le fût du pieu et le sol.

a) La charge limite de la pointe

Selon le *Fascicule 62, titre V, de 1993*, le calcul de la charge limite de pointe Q_P 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.

K_p : est appelé coefficient de portance. Il traduit la proportionnalité entre la contrainte limite de pointe et la pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre.

Le facteur de portance (**Tableau. V.2**) s'évalue en fonction de la nature de la formation concerné et du mode de mise en œuvre de l'élément de fondation.

Tableau. V. 2 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique K_p (*Fascicule N°62 -Titre V*)

Type de sol		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles et limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables	A	1,0	4,2
Sables et graves	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes, Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches A, b, c		1,1 -1,80	1,8-3,2

➤ **Pression limite nette équivalente P_{le}^***

La pression limite nette équivalente est calculée par la formule suivante (*Fascicule N°62 - Titre V*) :

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

Avec :

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente;

P_l^* : Pression limite obtenue à la profondeur (z);

a : est pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1.0m et à 0.5m dans le cas contraire

b : min (a, h) ou h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

Sachant que la pression limite nette :

$$P_l^* = P_l - P_0$$

Avec ;

P_l : Pression limite mesurée.

P_0 : Contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant l'essai.

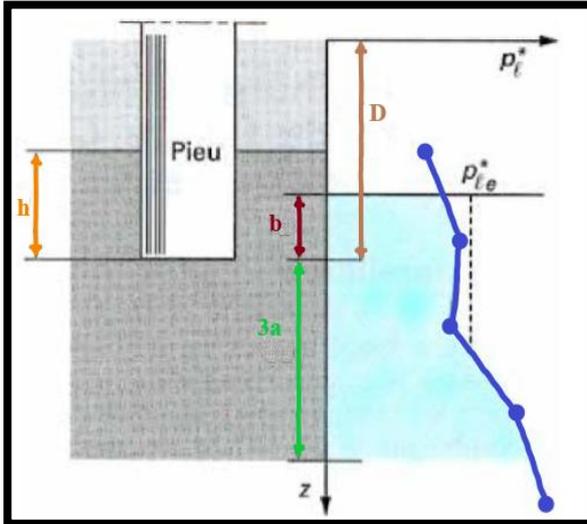


Figure. V. 1 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre (Frank, 1999)

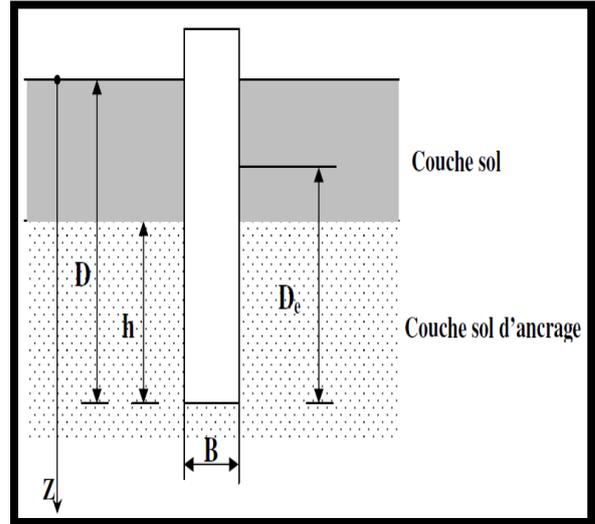


Figure. V. 2 : Définition de l'encastrement équivalent (Frank, 1999)

b) La charge limite du 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 :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec :

q_s : Frottement latéral unitaire limite à la côte Z .

P : Périmètre du pieu.

➤ **Frottement latéral unitaire limite q_s**

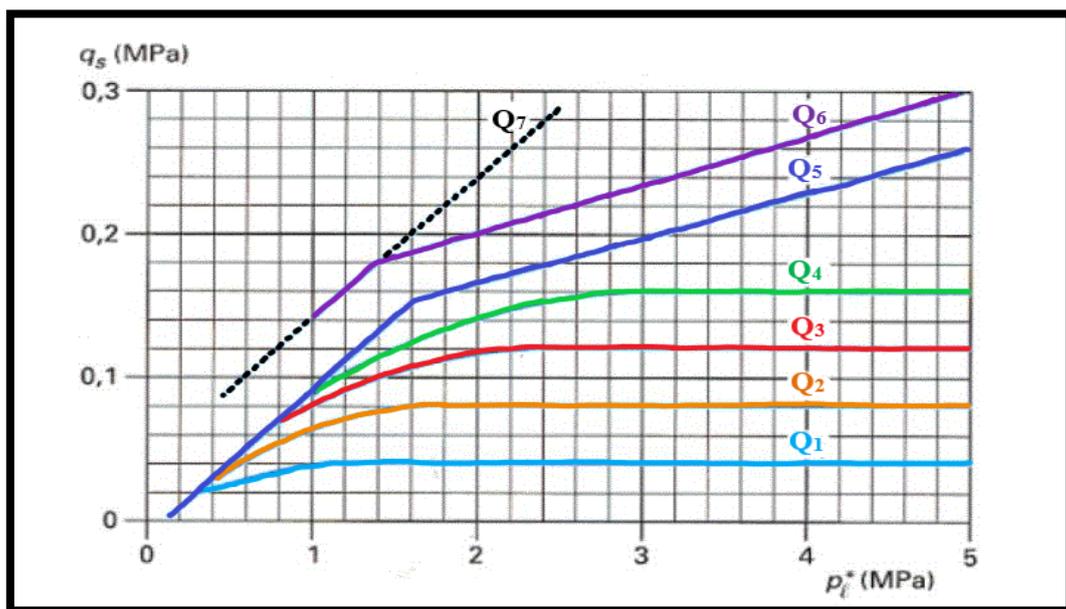


Figure. V. 3 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu (Frank , 1999)

Remarque :

Le frottement négatif n'est pas pris en compte dans les calculs.

Selon la fascicule 62 titre V, le choix de la courbe (Q1 à Q7) à considérer et les valeurs de $q_s = f(p_l^*)$ sont données dans le tableau suivant :

Tableau. V. 3: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (principaux types de pieux utilisés en ouvrages d'art).

	Argile, limons			Sable, graves			Craies			marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄	
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃	
Puis ⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4)			Q ₃	Q ₄	
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅		
injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆		Q ₇ ⁽⁷⁾

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage,

(2) Pieux de grande longueur (supérieur à 30m),

(3) Forage à sec, tube non louvoyé,

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

(5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses),

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit,

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

V.4.2. 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 :

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

V.5.Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé (sondage N° 01) à partir des résultats de l'essai pressiométrique

a) Calcul d'effort de pointe Q_p

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

$$A = \frac{\pi B^2}{4} + \frac{3.14 \times 1.2^2}{4} = 1,1304m \text{ Avec ; } K_p = 1.8 ; a = 0.6 ; b = 0.6 ; D = 16$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0,6 + 3 \times 0,6} \int_{16-0,6}^{16+3 \times 0,6} P_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = 16,805 \text{ bar}$$

$$Q_p = 1.1304 \times 1.8 \times 16,805 = 34,194 \text{ KN} = 341,94 \text{ t}$$

$$Q_p = 341,94 \text{ t}$$

b) Calcul du frottement latéral Q_s

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

$$Q_s = 3.14 * 1.2 * 17,72 * 10 = 667,68 \text{ t}$$

$$Q_s = 667,68 \text{ t}$$

c) Calcul de la charge limite verticale Q_L

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

$$Q_L = 341,94 + 667,68 = 1009,63 \text{ t}$$

$$Q_L = 1009,63 \text{ t}$$

d) Calcul de la charge admissible à l'ELS Q_{adm}

$$Q_{adm} = 0.5 Q_p + 0.7 Q_s$$

$$Q_{adm} = 446,6858 \text{ t}$$

Tableau. V. 4: Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé foré à partir des résultats de l'essai pressiométrique.

Sondage N°	Hauteur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Résistance limite sous la pointe Q_P (T)	Résistance au frottement latéral Q_S (T)	Force portante d'un pieu Q_1 (T)	Force portante admissible Q_{adm} (T)
Culée 01 (Sondage 01)	16	0,8	151,97	445,13	597,10	272,71
		1	237,46	556,41	793,87	356,57
		1,2	341,94	667,69	1009,63	446,69
Pile 01 (sondage 02)	28	0,8	304,20	686,78	990,99	443,78
		1	475,32	858,48	1333,8	586,09
		1,2	684,46	1030,17	1714,63	740,96
Pile 02 (Sondage 04)	24	0,8	199,50	621,47	820,97	376,57
		1	311,72	776,84	1088,55	491,29
		1,2	448,87	932,20	1381,08	614,23
Pile 03 (Sondage 05)	16	0,8	258,61	488,84	747,45	329,76
		1	404,08	611,04	1015,13	438,87
		1,2	581,88	1315,13	1315,14	558,65
Pile 04 (Sondage 07)	16	0,8	724,27	482,05	1206,32	480,03
		1	1131,66	602,57	1734,23	674,73
		1,2	1629,60	723,98	235,27	899,31
Pile 05 (Sondage 09)	28	0,8	729,21	733,50	1642,72	607,39
		1	1139,4	916,88	2056,28	2056,28
		1,2	1640,73	1100,26	2709,86	1091,57
Culée 02 (Sondage 10)	16	0,8	728,05	466,73	1194,78	473,62
		1	1137,57	583,41	1720,98	667,1
		1,2	1638,10	700,09	2338,20	890,62

V.6. Comportement d'un groupe de pieux

Jusqu'à présent, nous avons traité la force portante d'un pieu isolé, mais dans la pratique, les pieux sont pratiquement battus ou forés par groupe (*Figure V.4*). Il convient donc d'étudier l'influence d'un pieu voisin sur la force portante de chaque pieu du groupe afin de mobiliser tout le frottement latéral.

Le comportement d'un groupe de pieux revêt de différents aspects qui sont abordés dans ce qui suit :

Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé examiné précédemment. Les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernant :

- La force portante, sous sollicitations axiales;
- Le tassement;
- Les réactions latérales et les poussées latérales du sol;
- Le frottement négatif;



Figure. V. 4 : Photo illustrant un groupe de pieux au niveau de la pile N° 04 avant le recépage.

V.6.1. Modification de la capacité portante sous sollicitation axiale

La charge verticale limite d'un groupe de N pieux 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, A. 2010*) :

Le coefficient (C_e) permet de calculer la capacité portante de l'un des pieux du groupe. Parmi les formules de calcul de celui-ci on trouve la formule de Converse-Labarre, soit :

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

Avec : N : Nombre de pieux.

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

Une des règles suivantes est souvent adoptée :

- Le coefficient d'efficacité (C_e) est pris égal à 1 pour un entre-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 (Converse-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.

V.6.2. Détermination de la capacité portante du groupe de pieux à partir des résultats de l'essai pressiométrique

✚ Cas de la culée (01) SP 01

On a : $\varnothing=1,2\text{m}$; $D=16\text{ m}$; $S=3,6$ et $C_e=1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$

$$C_e=1 - \frac{2 \arctan \frac{1,2}{3,6}}{3,14} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{4}\right) ; C_e=0,74$$

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1973,06 Tonnes**.

→ Pour une profondeur de 16 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **446,69T**, le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 8 pieux.

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est donnée par la formule suivante:

$$Q_{Lgr} = C_e \cdot N \times \text{charge}$$

→ On propose un type de pieux de 1 m de diamètre, un entraxe de 3 m, et un nombre de pieux égal à 6;8, puis on va vérifier le choix.

$$Q_{Lgr} = 6 \times 0,75 \times 356,57\text{t} = 1604,56\text{ t} < 1973,06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

→ Vérification pour un diamètre de 1,2 et un nombre de pieux égal à 12 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **446,69t**

$$Q_{Lgr} = 6 \times 0,75 \times 446,69\text{t} = 1983,30\text{ t} \approx 1973,06\text{t} \rightarrow \text{Condition non vérifiée, pour des raisons de sécurité (à la limite de charge).}$$

→ Vérification pour un nombre de pieu égal à 8 pieux.

$$Q_{Lgr} = 8 \times 0,74 \times 446,69\text{t} = 2644,38\text{ t} > 1973,06 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau. V. 3 : Résultats de calcul de la charge limite du groupe de pieux en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage pressiométrique (Culée 01)

Sondage N°	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieux	Nombre de pieux par rangée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient d'efficacité (Ce)	Force portante admissible Qadm (T)	Charge limite du groupe de pieux (T)
Culée 01 (SP 01)	16	1,2	2	8	4	3,6	0,74	446,69	2644,38

✚ Cas de la Pile (01) SP 02

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **4296,76T**

→ Pour une profondeur de 16 m, la capacité portante d'un pieu isolé est de **740,96T**, le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 12 pieux.

→ On propose un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m, et un nombre de pieu égal à 4 avec 3 lignes, puis vérifions le choix.

→ Le coefficient d'efficacité (Ce) est de 0,71.

On va vérifier pour une profondeur de 16m et un nombre de pieux égale à 8 :

$$Q_{Lgr} = 8 \times 0,71 \times 740,96 = 4208,65 \text{ t} < 4296,76 \text{ T} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$Q_{lgr} = 12 \times 0,71 \times 740,96 = 6312,96 \text{ t} > 4296,76 \text{ T} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau. V. 4 : Résultats de calcul de la charge limite du groupe de pieux en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage pressiométrique (*pile 01*)

Sondage N°	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieux	Nombre de pieux par rangée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient d'efficacité (Ce)	Force portante admissible Q_{adm} (T)	Charge limite du groupe de pieux (T)
Pile 01 (SP 02)	28	1,2	4	12	3	3,6	0,71	740,96	6312,96

Tableau. V. 5 : Charge limite du groupe de pieux.

Sondage N°	Longueur de pieux (m)	Diamètre de pieux (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieux	Nombre de pieux par rangée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient d'efficacité (Ce)	Force portante admissible Q_{adm} (T)	Charge limite du groupe de pieux (T)
Culée01 (SP 01)	16	0,8	2	8	4	2,4	0,73	272,71	1592,62
		1				3		356,57	2082,36
		1,2				3,6		446,69	2644,38
Pile 01 (SP 02)	28	0,8	4	12	3	2,4	0,71	443,78	3780,99
		1				3		586,09	4993,49
		1,2				3,6		740,96	6312,96
Pile 02 (SP 04)	24	0,8	4	16	4	2,4	0,68	376,57	4097,07
		1				3		491,29	5345,24
		1,2				3,6		614,23	6682,82
Pile 03 (SP 05)	16	0,8	5	20	4	2,4	0,67	329,76	4418,78
		1				3		438,87	5880,86
		1,2				3,6		558,65	7485,86
Pile 04 (SP 07)	16	0,8	5	20	4	2,4	0,67	480,03	6432,46
		1				3		674,73	9041,38
		1,2				3,6		899,31	12050,7
Pile 05 (SP 09)	28	0,8	4	12	3	2,4	0,71	607,39	5174,98
		1				3		2056,28	17519,5
		1,2				3,6		1091,57	9300,17
Culée02 (SP 10)	16	0,8	2	8	4	2,4	0,73	473,62	2765,94
		1				3		667,1	3895,86
		1,2				3,6		890,62	5201,22

V.7. Calcul du tassement des pieux

V.7.1. Tassement élastique d'un pieu isolé

Le tassement élastique total d'un pieu se calcule comme suit :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Avec :

S : Tassement élastique total du pieu.

S_1 : Tassement élastique du pieu.

S_2 : Tassement élastique dû à la pointe du pieu.

S_3 : Tassement élastique dû à la transmission de la charge le long du pieu.

❖ Calcul du S_1

Le matériau constituant le pieu est supposé être élastique. Le tassement élastique du pieu est donné par l'équation suivante :

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

Avec :

Q_{wp} : Charge supportée par la pointe du pieu;

Q_{ws} : Charge due au frottement du pieu;

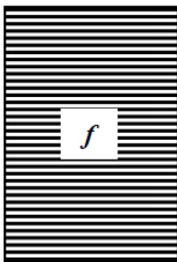
A_p : Section transversale du pieu;

L : Longueur du pieu;

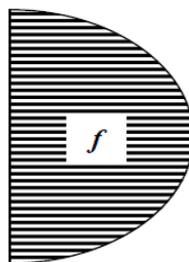
E_p : Module de Young du matériau du pieu;

La valeur de ζ dépend de la distribution de la résistance au frottement le long du pieu.

$\zeta=0,5$ (a)



$\zeta=0,5$ (b)



$\zeta=0,65$ (c)

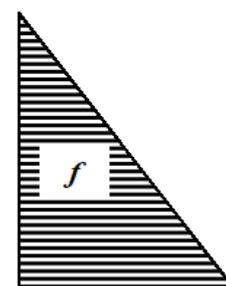


Figure. V. 5 : Distribution de frottement unitaire le long du pieu (Chelghoum, 2006)

❖ Calcul du S_2

Ce tassement élastique dû à la pointe du pieu, est calculé par une méthode empirique proposée par Vesic en 1977 (Chelghoum, 2006) :

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p}$$

Avec :

q_p : Capacité portante de pointe ultime du pieu ; $q_p = Q_p / A_p$

C_p : Coefficient empirique (Tableau V.10)

Tableau. V. 6 : Valeurs du coefficient C_p

Type de sol	Pieu battu	Pieu foré
Sable (dense a lâche)	0,02-0,04	0,09-0,18
Argile (stiff to soft)	0,02-0,03	0,03-0,06
Sable (dense a lâche)	0,03-0,05	0,09-0,12

❖ Calcul du S_3

Le tassement est donné par une formule empirique proposée par Versais (1977) :

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p}$$

Q_{ws} : Charge dû au frottement du pieu.

L : Longueur d'ancrage du pieu.

C_s : Coefficient empirique donné par la relation suivante :

$$C_s = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot C_p$$

V.7.1.1. Exemple de calcul du tassement élastique d'un pieu isolé

Le tassement élastique pour un pieu foré isolé foré au niveau du sondage N°09 calculé est comme suit :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

❖ Tassement élastique du pieu

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

Avec :

$Q_{wp} = 1640,73$ Tonnes

$Q_{ws} = 1100,26$ Tonnes

$L = 28$ m

$D = 1,2$ m

$A_p = (3,14 \cdot 1,2^2) / 4 = 1,1304$ m²

$E_p = 10000$ Mpa = $10000 \cdot 10^2$ T/m²

$$\zeta=0,5$$

$$S_1 = \frac{(1640,73 + (0,5 * 1100,26)) * 28}{1,1304 * (10000 * 10^2)} = \mathbf{0,015 \text{ m}}$$

❖ *Tassement élastique dû à la pointe du pieu*

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_P}{D * \frac{Q_P}{A_P}}$$

Avec :

$$q_p = \frac{Q_P}{A_P} = 1640,73 / 1,1304 = 1451,45 \text{ t/m}^2$$

$C_p = 0,05$ d'après le Tableau des valeurs du coefficient C_p .

$$S_2 = \frac{1640,73 * 0,05}{1,2 * 1451,45} = \mathbf{0,047 \text{ m}}$$

❖ *Tassement élastique dû à la transmission de la charge le long du pieu*

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_S}{L \cdot q_p}$$

Avec :

$$C_s = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) * C_p \longrightarrow C_s = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{28}{1,2}}) * 0,05 = 0,08$$

$$S_3 = \frac{1100,26 * 0,08}{28 * 1451,45} = \mathbf{0,002 \text{ m}}$$

❖ *Tassement élastique total du pieu*

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = \mathbf{0,064 \text{ m}}$$

Tableau. V. 7 : Tassement élastique d'un pieu isolé foré au niveau des deux culées

Sondage N°	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	S1 (m)	S2 (m)	S3 (m)	S (m)
Culée 01 (Sondage 01)	16	0,8	0,005	0,031	0,007	0,044
		1	0,004	0,039	0,007	0,05
		1,2	0,002	0,004	0,01	0,016
Culée 02 (Sondage 10)	16	0,8	0,009	0,031	0,002	0,042
		1	0,008	0,039	0,002	0,049
		1,2	0,008	0,047	0,002	0,057

Tableau. V. 8 : Tassement élastique d'un pieu isolé au niveau des piles (01-05).

Sondage N°	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	S1 (m)	S2 (m)	S3 (m)	S (m)
Pile 01 (Sondage 02)	28	0,8	0,036	0,031	0,004	0,071
		1	0,016	0,039	0,004	0,059
		1,2	0,013	0,047	0,005	0,066
Pile 02 (Sondage 04)	24	0,8	0,024	0,031	0,006	0,062
		1	0,025	0,039	0,007	0,071
		1,2	0,01	0,047	0,008	0,065
Pile 03 (Sondage 05)	16	0,8	0,016	0,031	0,005	0,052
		1	0,014	0,039	0,004	0,058
		1,2	0,013	0,047	0,007	0,067
Pile 04 (Sondage 07)	16	0,8	0,005	0,031	0,002	0,038
		1	0,005	0,039	0,002	0,046
		1,2	0,005	0,047	0,002	0,054
Pile 05 (Sondage 09)	28	0,8	0,061	0,031	0,002	0,094
		1	0,057	0,039	0,002	0,098
		1,2	0,015	0,047	0,002	0,064

D'après les Tableaux précédent, le tassement d'un pieu isolé varie entre 0,038 m et 0,05 m que l'on peut estimer d'admissibles.

V.7.2. Tassement élastique d'un groupe de pieux

Le tassement élastique d'un groupe de pieux est donné par l'équation de *Vesic en 1969* (*Chelghoum, 2006*) :

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{Bg}{D.S}}$$

$S_{g(e)}$: Tassement élastique du groupe de pieux en (m);

D : Largeur ou diamètre de chaque pieu du groupe en (m);

S : Tassement élastique de chaque pieu à une même charge de travail (m);

Bg : Largeur du groupe de pieux.

V.7.2.1. Exemple de calcul du tassement élastique d'un groupe de pieux

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{Bg}{D.S}}$$

On a: $D=1,2$ m; $L=28$ m ; $S=0,064$ m

$\emptyset=0,8$: $Bg=3\emptyset+1$ m=**3,4** m

$$\emptyset=1: B_g=3\emptyset+1 \text{ m}=4\text{m}$$

$$\emptyset=1,2 : B_g=3\emptyset+1 \text{ m}=4,6 \text{ m}$$

Le (1 m) additionnel représente 0,50 m rajoutée de chaque côté de la semelle de liaison pour les besoins de coffrage.

Donc ;

$$\text{Pour } \emptyset=1,2 : S_{g(e)} = \sqrt{\frac{4,6}{0,8 \times 0,064}} = 7,71 \text{ mm}$$

Tableau. V. 9 : Tassement d'un groupe de pieux au niveau de des deux culées

Sondage N°	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Nombre de pieux	Entraxe des pieux (m)	B _g	Tassement élastique d'un pieu (mm)	Tassement élastique d'un groupe de pieux (mm)
Culée 01 (SP 01)	16	0,8	8	2,4	3,4	44	9,88
		1		3	4	50	8,91
		1,2		3,6	4,6	16	15,48
Culée 02 (SP 10)	16	0,8	8	2,4	3,4	42	10,09
		1		3	4	49	9,03
		1,2		3,6	4,6	57	8,17

Tableau. V. 10 : Tassement d'un groupe de pieux au niveau des piles (01-05).

Sondage N°	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Nombre de pieux	Entraxe des pieux (m)	B _g	Tassement élastique d'un pieu (mm)	Tassement élastique d'un groupe de pieux (mm)
Pile 01 (SP 02)	28	0,8	12	2,4	3,4	71	7,73
		1		3	4	59	8,22
		1,2		3,6	4,6	66	7,62
Pile 02 (SP 04)	24	0,8	16	2,4	3,4	62	8,3
		1		3	4	71	7,52
		1,2		3,6	4,6	65	7,68
Pile 03 (SP 05)	16	0,8	20	2,4	3,4	52	9,03
		1		3	4	58	8,29
		1,2		3,6	4,6	67	7,55
Pile 04 (SP 07)	16	0,8	20	2,4	3,4	38	10,55
		1		3	4	46	9,36
		1,2		3,6	4,6	54	8,41
Pile 05 (SP 09)	28	0,8	12	2,4	3,4	94	6,72
		1		3	4	98	6,39
		1,2		3,6	4,6	64	7,71

D'après les Tableaux précédent, les tassements de groupe de pieux varient entre 7,52 mm et 15,48 mm que l'on peut estimer d'admissibles.

V.8. Conclusion

Le dimensionnement des fondations du Viaduc est basé sur la méthode préssiométrique qui a permis d'obtenir des bons résultats qui ont fait l'objet de notre analyse.

Cette méthode elle a permis aussi d'apprécier l'adéquation ou l'inadéquation de l'application de cette méthode dans un projet de dimensionnement des fondations profondes dans un cas bien défini.

En vue des résultats obtenus, nous recommandons ce qui suit :

- Fonder les deux culées sur un groupe de pieux composé de 08 pieux de diamètre 1,2 m, une profondeur de 16m, et un entraxe de 3,6 m.
- Fonder les piles 01 et 05 sur un groupe de pieux de 12 de pieux de diamètre 1,2 m, et une profondeur de 28 m.
- Fonder la pile 02 sur un groupe de pieux de 16 pieux de diamètre 1,2 m, et une profondeur de 24 m.
- Fonder les piles 03 et 04 sur un groupe de pieux de 20 pieux de diamètre 1,2 m, et une profondeur de 16 m.

Conclusion générale et recommandations

Conclusion générale et recommandations

L'étude géotechnique est une opération dont dépend en grande partie la qualité de l'ouvrage projeté. Sa démarche générale consiste d'abord à caractériser le sol afin de pouvoir proposer des solutions pratiques à la réalisation des ouvrages.

Le but de ce travail est de présenter les différentes méthodes de calcul, en se basant sur la détermination de la pression limite et le calcul de capacité portante du sol à partir de résultats de l'essai pressiométrique, qui a donné des résultats précis et relativement proches, et qui paraissent satisfaisantes, elle se relève être très pratique, et surtout elle s'adapte à beaucoup de type de sol hormis les terrains rocheux ou très compressibles.

Plusieurs variantes ont été proposées et traitées, ainsi que l'évaluation des tassements d'un pieu isolé et du groupe de pieux. Cependant, le dimensionnement d'une fondation ne se limite pas au calcul de la capacité portante et du tassement abordé, il est nécessaire de réaliser des études hydrologiques et géotechniques qui sont importants dans un projet de dimensionnement des fondations des ouvrages d'arts.

A travers ce travail nous espérons contribuer à faciliter le choix et les décisions concernant l'infrastructure de cet ouvrage d'art, et ceux à travers les différentes variantes proposées à la fois en matière de profondeur et diamètre des pieux.

Enfin, cette contribution nous a aidé à bien comprendre quelques détails concernant la capacité portante et le calcul des tassements des fondations profondes.

A l'issue des résultats obtenus nous proposons les recommandations suivantes :

- Fondations profondes sur des pieux forés de diamètre 1,2m rigidement connecté à une semelle de fondation en raison de l'importance de l'ouvrage et des charges transmises au sol.
- Au niveau des culées : nous proposons des pieux de 16m de profondeur, et une semelle de fondations reposant sur 8 pieux disposé 2*4.
- Au niveau de la pile 01 et 05 : nous proposons des pieux de 28m de profondeur, et une semelle de fondations reposant sur 12 pieux disposé 3*4.
- Au niveau de la pile 02 : nous proposons des pieux de 24m de profondeur, et une semelle de fondations reposant sur 16 pieux disposé 4*4.
- Au niveau de la pile 03 et 04: nous proposons des pieux de 16m de profondeur, et une semelle de fondations reposant sur 20 pieux disposé 5*4.
- En ce qui concerne l'évaluation des tassements, pour les fondations sur pieux, on a observé des valeurs comprises entre 7,52 mm et 15,48 mm environ, à l'égard du groupe de pieux (valeurs calculées par la méthode du tassement élastique)
- Apporter le plus grand soin sur le prélèvement et l'échantillonnage, car les essais de laboratoire complètement harmonieusement les essais in-situ.
- Un calcul par éléments finis est indispensable pour vérifier et confirmer ces résultats afin de prendre les décisions définitives pour la phase de l'avant-projet détaillé.
- Ne pas mettre au premier plan l'aspect coût, autrement éviter le dimensionnement en fonction du coût car, en général, l'aspect coût handicape l'aspect technique.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- Berdi, I. (2017) :** Application d'un SIG à la cartographie de l'aléa glissements de terrain : Cas de la commune de Texenna (Nord-Est Algérien), Mémoire de Master II : Université. Jijel Algérie, 64P.
- Benzaid, R. (2011) :** Les essais in situ en géotechniques. Réalisation et interprétation. Editions universitaires européennes, 107P.
- Bouafia, A. (2010) :** Calcul pratique des fondations et des soutènements, éditions Bleues, Algérie, P186-187.
- Bouhali, N et Zaid,M. (2016) :** Etude géologique et géotechnique du projet de la reconstruction d'un pont submergé reliant la RN 105 à la ville de Rouached (wilaya de Mila) , wilaya de Jijel(Algérie), Mémoire de master II ,Université de Jijel, 60P.
- Bounemour, N. (2014) :** Caractérisation géologique, géophysique et géotechnique de certaines zones instables dans la wilaya de Jijel .Mém magister, Univ Jijel ,160P .
- Bouillin, J.P. ; Raoult, J.F. (1971):** Présence sur le socle Kabyle du constantinois d'un olistostrome lié au charriage des flyschs; le Numidien peut être un néo-autochtone?Compte Rendu : Somm. Soc. Géol. France, 7 :117P.
- Chelghoum, N. (2006) :** Calcul et conception des fondations, publications de l'université badjimokhtar-Annaba 2006, 374 p.
- Degoutte, G. (1997) :** Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Ed. Camagref, 175P.
- 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 d'Orsay Paris, 206P.
- Djellit, H. (2014) :** 1^{ère} école de terrain sur la géologie des Maghrébines, Jijel 24-27novembre 2014, 51p.
- Durand Delga, M. (1955):**Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris, Publ.serv. Carte géol. Algérie, 24,533P.
- Ehrmann, M. F. (1928) :** Carte géologique à 1/50.000^{ème} de la feuille de Tamesguida, feuille N°49.
- Hoek E, Kaiser P.K.andBadwden, W.F. (1995):** Support of underground excavations in hard rock.A.A.balkema/Rotterdam/Brookfield.
- Kherrouba, H. (2008):** Etude géologique et géotechnique des zones instables de la région de Texenna-Djimla, wilaya de Jijel(Algérie), Mém. magister, Univ.de Jijel, 162P.
- Rizzani De Eccher. (2015) :** Rapport Géotechnique Viaduc V28.8, pp133.

Rizzani De Eccher. (2015) : Annexe D, Reconnaissances géotechniques viaduc V.28.8, pp172.

Sanglerat, G. et Costet, J. (1983) : Cours pratique de mécanique des sols, Tome II- calcul des ouvrages. 3^e Ed. Dunod, Paris, 447 P.

Zabat, A et Bougherira, D. (2017) : Contexte géologique et étude géotechnique d'un viaduc V30.2 (PK30+181 au PK31+419), pénétrante autoroutière 77, port DjenDjen –Autoroute EST-Ouest, Wilaya de Jijel, Mémoire de Master II, Université de Jijel, 77 P.

Normes :

NF P94-131 (1994) : « Sols : Reconnaissances et Essais- Essai d'eau lugeon ».

NF P94-132 (2000) : « Sols : Reconnaissances et Essais- Essai d'eau le franc ».

NF P94-077 (1997): « Sols : Reconnaissances et Essais-Essai de compression uniaxiale».

NF P94-050 (1991): « Sols : Reconnaissances et Essais-Détermination de la teneur en eau pondérale des sols - Méthode par étuvage ».

NF P94-052-1 (1995) : « Sols : Reconnaissances et Essais-Détermination des limites d'Atterberg, ».

Fascicule 62 Titre V (1993)) : « Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Texte officiel N° 93-3, 182P. ».

Site web :

https://fr.wikipedia.org/wiki/Essai_pressiométrique

<http://fr.calameo.com/read/001587962bfe4f6c6a9c8>

(Document technique réglementaire règles parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008, page 4 ,31 décembre 2017)

Liste des figures

Figure. I. 1 : Situation géographique du site de projet (extrait de la carte topographique NJ_31_VI_42 Ouest Texenna 1/25000).....	2
Figure. I. 2 : Carte orographique de la région de Jijel.....	3
Figure. I. 3 : Carte d'altitudes du sous bassin versant Djendjen inférieur.....	4
Figure. I. 4 : Carte des pentes de la région d'étude.	5
Figure. I. 5 : Réseau hydrographique du sous bassin versant Djendjen inférieur, extraite de MNT.	6
Figure. I. 6 : Forme et limites du sous bassin versant Djendjen inférieur, extraire de MNT....	6
Figure. II. 1 : Coupe géologique des unités alpines de la Petite Kabylie-région de Jijel- (Rouikha, 2014).....	8
Figure. II. 2 : Illustration de la superposition des conglomérats du Pliocène et des marnes Miocènes au niveau de Rekkada Meteletine.	9
Figure. II. 3 : Colonne stratigraphique du flysch massylien (H.Djellit, 1987)	10
Figure. II. 4 : Carte géologique des environs de Texenna (petite Kabylie) .1/50.000 (Durand Delga, 1955).....	12
Figure. II. 5 : Carte géologique de Texenna (Petite Kabylie occidentale), (Djellit ,1987).....	13
Figure. II. 6 : Carte géologique de la région étudiée.	14
Figure. II. 7 : Coupe géologique du site (Y.Rouikha, 2018)	14
Figure. II. 8 : Carte géologique de la région d'étude (Djellit, 1987) légèrement modifiée...	16
Figure. II. 9 : Illustrant l'édifice structural de la Petite Kabylie sur la transversale de Texenna (H.Djellit, 2010 ; in N.Bounemear, 2014)..	17
Figure. II. 10 : Photo illustrant les plissements N-S visibles dans les formations du flysch massylien.....	17
Figure. II. 11 : Photo illustrant les plissements E-W visibles dans les formations du flysch massylien.....	17
Figure. II. 12 : Photo illustrant les déformations cassantes visibles dans les formations du flysch massylien.	18
Figure. II. 13 : Carte de zonage sismique du territoire national RPOA 2008.....	19
Figure. III. 1 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996).....	22
Figure. III. 2 : Courbes exprimant les moyennes mensuelles des précipitations. (Stations du barrage El-Agrem, et du Col de Fedoulès, période, 2004-2015)	23
Figure. III. 3 : Répartition saisonnière de la pluie enregistrée à la station du barrage El-Agrem; période (2004/2014)	24
Figure. III. 4 : Répartition saisonnière de la pluie enregistrée à la station du Col de Fedoulès; période (2004/2014).	24
Figure. III. 5 : Distribution de la pluviométrie moyenne mensuelle (Station du barrage El-Agrem période 2004-2015)	24
Figure. III. 6 : Répartition de la pluviométrie saisonnière (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015)	25
Figure. III.7 : Distribution des températures moyennes mensuelles (Station du barrage El-Agrem période 2004-2015).	26
Figure. III. 8 : Diagramme ombrothermique (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).....	27
Figure. III. 9 : Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite.....	30
Figure. IV. 1 : Plan d'implantation des sondages carottés (Extrait de la carte topographique NJ-31-VI-42 Ouest Texenna 1/25000).....	33

Figure. IV. 2 : Carotte obtenue lors du sondage N°2.....	34
Figure. IV. 3 : Carotte obtenue lors du sondage N°1.....	34
Figure. IV. 4 : Carotte obtenue lors du sondage N°3.....	35
Figure. IV. 5 : Carotte obtenue lors du sondage N°4.....	35
Figure. IV. 6 : Carotte obtenue lors du sondage N°5.....	35
Figure. IV. 7 : Coupe lithologique du site étudié.....	36
Figure. IV. 8 : Classification des sols étudiés selon l'abaque de plasticité Casagrande.....	43
Figure. V. 1 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre	48
Figure. V. 2 : Définition de l'encastrement équivalent (Frank, 1999)	48
Figure. V. 3 : Frottement latéral unitaire limite le long du fut du pieu (Frank , 1999)	48
Figure. V. 4 : Photos illustrant un groupe de pieux au niveau de la pile N° 04 avant le recépage.....	52
Figure. V. 5 : Distribution de frottement unitaire le long du pieu (Chelghoum, 2006)	55

Liste des tableaux

Tableau. I. 1 : Répartition surfacique des pentes dans la zone étude.....	5
Tableau. II. 1 : Répartition surfacique des différentes formations géologiques de la région étudiée	15
Tableau. II. 2 : Classement des différentes formations lithologiques de la région d'étude.	15
Tableau. II. 3 : Zones de différentes sismicités.	19
Tableau. II. 4 : Coefficient d'accélération de zone A (<i>RPOA 2008</i>).	20
Tableau. III. 1 : Caractéristiques des stations pluviométriques voisines de la région d'étude (ANRH, 2018).	21
Tableau. III. 2 : Moyennes mensuelles des précipitations.....	22
Tableau. III. 3 : Taux des Précipitations saisonnières en (mm), (%)	23
Tableau. III. 4 : Distribution des températures moyennes mensuelles et saisonnières (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).....	25
Tableau. III. 5 : Données moyennes mensuelles des précipitations et des températures	26
Tableau. III. 6 : Valeurs de l'ETP Calculées par la formule de Thornthwaite (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).	28
Tableau. III. 7 : Résultats de calcul de l'évapotranspiration réelle selon Thornthwaite (Station du barrage El-Agrem, période 2004/2015).....	29
Tableau. IV. 1 : Résultats des sondages carottés (Rizzani de Eccher, 2015)	33
Tableau. IV. 2 : Valeurs des sondages pressiométriques.....	37
Tableau. IV. 3 : Classification des sols d'après EM/PL d'après Ménard.	40
Tableau. IV. 4 : Caractéristiques géotechniques des sites (<i>RPOA 2008</i>).....	40
Tableau. IV. 5 : Résultats d'essai lugeon (Rizzani de Eccher ,2015).....	41
Tableau. IV. 6 : Résultats d'essai Lefranc (Rizzani de Eccher ,2015)	41
Tableau. IV. 7 : Caractéristiques physiques des sols (L.C.T.P, 2015).....	42
Tableau. IV. 8 : État du sol d'après l'indice de plasticité (Sanglerat et Costet, 1983)	42
Tableau. IV. 9 : Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité	42
Tableau. IV. 10 : Résultats des limites d'Atterberg (L.C.T.P, 2015)	43
Tableau. IV. 11 : Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression uni-axiale.	44
Tableau. IV. 12 : Valeurs de la résistance à la compression (L.C.T.P, 2015)	44
Tableau. IV. 13 : GSI et qualité du massif rocheux (Hoek et al, 1995).....	45
Tableau. IV. 14 : Classification de la masse rocheuse du site étudié en fonction du GSI.....	45
Tableau. V. 1 : Définition des catégories conventionnelles des sols (<i>Fascicule 62-V, 1993</i>)	46
Tableau. V. 2 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique K_p (<i>Fascicule N°62 -Titre V</i>)	47
Tableau. V. 3 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (principaux types de pieux utilisés en ouvrages d'art).....	49
Tableau. V. 4 : Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé foré à partir des résultats de l'essai pressiométrique.	51
Tableau. V. 5 : Résultats de calcul de la charge limite du groupe de pieux en fonction de la.....	53
Tableau. V. 6 : Résultats de calcul de la charge limite du groupe de pieux en fonction de la.....	54
Tableau. V. 7 : Charge limite du groupe de pieux.	54
Tableau. V. 8 : Valeurs du coefficient C_p	56
Tableau. V. 9 : Tassement élastique d'un pieu isolé foré au niveau des deux culées.....	57
Tableau. V. 10 : Tassement élastique d'un pieu isolé au niveau des piles (01-05).	58
Tableau. V. 11 : Tassement d'un groupe de pieux au niveau de des deux culées.....	59
Tableau. V. 12 : Tassement d'un groupe de pieux au niveau des piles (01-05).....	59

Annexes

Annexes

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *culée N°01*.

SP 01 Culée 01								
Profondeur en (m)	3	5	7	9	11	14	16	17
PL en (bars)	13,90	17,00	19,20	30,50	23,70	21,80	20,67	20,10
P0 (bars)	0,68	1,13	1,58	2,03	2,48	3,15	3,60	3,83
Pl * (bars)	13,23	15,88	17,63	28,48	21,23	18,65	17,07	16,28
qs (bar)	1,00	1,12	1,20	1,40	1,36	1,26	1,40	1,15

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *culée N°02*.

SP 10 Culée 02								
Profondeur en (m)	2	4	6	8	10	13	16	19
PL en (bars)	8,10	21,70	29,00	42,10	34,10	31,60	85,50	85,90
P0 (bars)	0,45	0,90	1,35	1,80	2,25	2,92	3,60	4,28
Pl * (bars)	7,65	20,80	27,65	40,30	31,85	28,67	81,90	81,63
qs (bar)	0,70	1,30	1,37	1,40	1,40	1,38	1,40	1,40

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *pile N°03*.

SP 05 Pile 03								
Profondeur en (m)	3	5	7	9	11	14	16	17
PL en (bars)	22,90	27,50	29,20	41,40	39,20	45,80	34,11	28,80
P0 (bars)	0,65	1,08	1,52	1,95	2,38	3,03	3,39	3,68
Pl * (bars)	22,25	26,42	27,68	39,45	36,82	42,77	30,72	25,12
qs (bar)	1,32	1,38	1,39	1,40	1,40	1,40	1,40	1,37

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *pile N°04*.

SP07 Pile 04								
Profondeur en (m)	2	4	6	8	10	13	16	19
PL en (bars)	15,30	83,60	83,40	84,60	85,00	31,10	85,10	85,80
P0 (bars)	0,46	0,92	1,38	1,84	2,3	2,99	3,68	4,37
Pl * (bars)	14,84	82,68	82,02	82,76	82,7	28,11	81,42	81,43
qs (bar)	1,05	1,40	1,40	1,40	1,40	1,38	1,40	1,40

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *pile N°02*

SP 04 Pile 02										
Profondeur en (m)	3	5	7	9	11	14	17	20	24	26
PL en (bars)	17,40	28,60	28,30	36,60	32,90	36,60	43,30	43,00	26,80	26,80
P0 (bars)	0,61	1,02	1,43	1,84	2,25	2,87	3,485	4,10	4,92	5,33
PI * (bars)	16,78	27,57	26,86	34,75	30,64	33,73	39,81	38,9	21,88	21,47
qs (bar)	1,15	1,39	1,38	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,30	1,30

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *pile N°01*

SP 02 Pile 01												
Profondeur en (m)	3	5	7	9	11	14	17	21	24	26	28	29
PL en (bars)	6,60	15,60	27,70	31,70	35,70	24,40	29,40	26,70	39,30	39,30	39,59	39,30
P0 (bars)	0,62	1,03	1,44	1,85	2,26	2,87	3,49	4,31	4,92	5,33	5,74	5,95
PI * (bars)	5,99	14,58	26,27	29,86	33,45	21,53	25,92	22,40	34,38	33,97	33,85	33,36
qs (bar)	0,40	1,06	1,38	1,40	1,40	1,32	1,35	1,36	1,40	1,40	1,40	1,40

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *pile N°05*

SP 09 Pile 05												
Profondeur en (m)	2	4	6	8	10	13	16	19	22	25	28	31
PL en (bars)	6,40	24,00	84,10	84,40	84,60	35,20	20,40	85,70	86,20	86,50	86,50	86,50
P0 (bars)	0,41	0,82	1,23	1,80	2,05	2,66	3,28	3,89	4,51	5,12	5,74	6,36
PI * (bars)	5,99	23,18	82,87	82,60	82,55	32,53	17,12	81,80	81,69	80,76	80,76	80,15
qs (bar)	0,30	1,35	1,40	1,40	1,40	1,40	1,20	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40

Résumé

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre d'une étude géotechnique, de conception et de dimensionnement des fondations profondes d'un ouvrage d'art, cas du viaduc V.28.8 qui se localise entre le PK28+880 et le PK29+200, le long de l'oued Dar Hadada, à proximité du barrage de Tabellout.

L'analyse et l'interprétation des résultats des essais in-situ et de laboratoires vont permettre l'identification et la classification des sols constituant le site d'étude.

L'évaluation de la charge limite d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux a été réalisée en se basant sur la méthode pressiométrique qui est la plus appropriée car elle traduit au mieux le comportement réel du sol.

Enfin, l'estimation des tassements a été évaluée par la méthode élastique qui a donné des valeurs largement admissibles.

Mots-clés : Oued Dar Hadada, géotechnique, fondations profondes, charge limite, tassements.

Abstract

This project of the end of studies joins in the dynamics of geotechnical study, of conception and sizing of the deep foundations of a work of engineering, case of the viaduct V.28.8 which is located between the PK28+880 and the PK29+200, along Dar Hadada Wadi , near Tabellout's dam.

The analysis and the interpretation of the results of the in situ tries and laboratories are going to allow the identification and the classification of grounds establishing the site of study.

The evaluation of the maximum load of an isolated stake and a group of stakes was realized by basing on the pressiometer method which is the most appropriate because it translates at best the real behavior of the ground.

Finally, the estimation of the settlements was estimated by the elastic method which gave widely eligible values.

Keywords: Dar-Hadada Wadi, geotechnics, deep foundations, limit load, settlements.

ملخص

هذا المشروع الخاص بنهاية الدراسة هو جزء يدخل في اطار الدراسة الجيوتقنية ، لتصميم وقياس الأساسات العميقة المستعملة في المنشأ الفني، المتمثل في الجسر V28.8 الواقع بين النقطة الكيلومترية 28+880 والنقطة الكيلومترية 29+200 على طول وادي دار حدادة، بالقرب من سد تابلوط .

يسمح تحليل وتفسير نتائج الاختبارات الموقعية والمخبرية بتحديد وتصنيف التربة التي تشكل موقع الدراسة .

تم إجراء تقييم الحمولة المحدودة لعمود واحد ومجموعة من الأعمدة بالاعتماد على طريقة قياس الضغط وهي الأنسب لأنها تعكس على نحو أفضل السلوك الفعلي للتربة

وفي الأخير، قمنا بتقدير هبوط التربة باستعمال الطريقة المرنة والتي اعطت قيم مقبولة لحد كبير .

الكلمات المفتاحية: واد دار حدادة. الجيوتقنية. الاساسات العميقة. الحمولة المحدودة. هبوط التربة.

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 -

Université Mohammed Seddik Ben Yahia - Jijel



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

كلية علوم الطبيعة و الحياة
قسم: علوم الأرض و الكون

Mémoire de fin d'études

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

Option : Génie Géologique

Thème

*Contexte géologique et étude géotechnique du viaduc «V.28.8 » sis entre
PK28+880 et PK 29+200 de la pénétrante autoroutière 77.*

Membres de Jury :

Président : Dr Benzaid Riad

Examineur: M^{me} Bouroudi Nihad

Encadrant : M^{lle} kherrouba Hassiba

Présenté par :

Idoui Imane

Boudergui Fatima Zohra

Année Universitaire 2017-2018

Numéro d'ordre (bibliothèque) :

Remerciements

Quelques mots en préambule de cette étude, qui met un point d'orgue à une année riche et intense.

Nous tenons tout d'abord à remercier «**ALLAH**» de nous avoir donné le courage, la patience et la santé d'accomplir ce modeste travail.

La première personne que nous tenons à saisir notre profond remerciement est notre encadrant Melle : **Kherrouba Hassiba** enseignante 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 remerciements s'adressent aussi aux membres de jury, pour l'intérêt qu'ils ont prêté à cette étude en acceptant de juger ce travail.

Nos remerciements vont également à tous nos enseignants pour leur participation à notre formation, qu'ils trouvent ici l'expression de nos sentiments les plus respectueux et notre profonde gratitude pour leur gentillesse, disponibilité et soutien durant les années de notre formation.

Nous tenons à remercier spécialement nos enseignants : **S.Mahdid, R.Benzaid, Y.Rouikha, A.Baghdad,** et **N.Hamadou** pour leurs aides précieuses...puisse **Allah** le tout puissant les récompense sur terre et sur cieux.

Un merci tout spécial à Mr le chef du projet de la pénétrante autoroutière Djen-Djen_El-Eulma, et tous les ingénieurs l'Agence Nationale des Autoroutes pour leurs impulsions, leurs suggestions, et leur gentillesse et collaboration, se sont manifestés jusqu'aux derniers instants.

Nos remerciements vont aussi à tous les ingénieurs d'entreprises : **REZZANI DE ECCHER** chacun à son nom.

Nous tenons également à remercier tout le personnel de l'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques) et en particulier Mr. **KH.Babay** pour avoir accepté de mettre à notre disposition les données hydroclimatologiques nécessaires pour cette étude.

Un grand merci à nos parents pour leur soutien moral et matériel.

À tous nos amies et collègues de notre promotion Master 2018.et à tous ceux qui nous ont aidé et encouragé à la réalisation de ce travail et nous ont soutenu quand le moral était au plus bas.

Merci enfin à tous ceux qui ont lu et liront ce mémoire...

Dédicace

Je dédie ce modeste travail comme un témoignage d'affection, de respect et d'admiration :

À mes très chers parents,

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse Allah, le Tous puissant, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

À mon frère et mes sœurs :

Qui me donnent l'envie d'aller en avant, votre soutien et vos encouragements me donnent la force de continuer.

À ma chère Meriem, Merci énormément pour ton soutien plus que précieux. Ma vie ne serait pas aussi magique sans ton présence et ton amour.

À la mémoire de mes grands-parents qu'Allah garde leurs âmes dans son vaste paradis.

À ma chère amie et collègue de ce travail : Imane, et à tous mes ami(e)s, En témoignage de l'amitié sincère qui nous à liée et des bons moments que nous avons passé ensemble. Je vous dédie ce travail en vous Souhaitant un avenir radieux et plein de bonnes réussites.

Merci à tous

Fatima Zohra

Table des matières

Remerciement.....	
Dédicace	
Résumé	i
Abstract	ii
ملخص.....	iii
Liste des figures	iv
Liste des tableaux	vi
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Etude du milieu physique

I.Généralités sur le site	2
I.1.Situation géographique.....	2
I.2.Aperçu climatique	2
I.3.Relief	3
I.4.Morphologie	4
I.5.Carte des pentes.....	4
I.5.Réseau hydrographique	5
I.6.Végétation	7

Chapitre II : Cadre géologique local

II.1.Caractéristiques lithologiques de la région étudiée	8
II.2.Description des formations lithologiques de la région de Texenna.....	8
a)Formations du quaternaire.....	8
b)Formations Post-nappes	9
• Marnes Miocènes :	9
• Formations détritiques du Pliocène :	9
c)Formations de l'oligo-Miocène Kabyle et les olistostromes.....	10
• Oligo-Miocène Kabyle	10
• Olistostromes.....	10
d)Formations de type flyschs	10
• Formations du flysch massylien (ou Flysch schisto-gréseux "Albo-Aptien" à Sénonien).....	10

• Formations du flysch maurétanien	11
e)Formations du Complexe Volcano-Sédimentaire (CVS) de Texenna	11
• Un ensemble basal.....	11
• Un ensemble sommital	11
f)Trias	11
g)Formations cristallophylliennes du socle Kabyle	11
II.3.Géologie du site	12
a.Roches résistantes	15
b.Roches Moyennement résistantes	15
c.Roches meubles	16
II.4.Aspect structural	16
a)Le socle Kabyle.....	16
b)Sous le socle Kabyle	16
c)Sur le socle Kabyle.....	17
II.5.La tectonique	17
a.Les charriages.....	17
b.Déformations ductiles	17
c.Déformations cassantes	18
II.6.Sismotectonique.....	18
II.6.1.Aperçu sismique	18
II.6.2.Règles parasismiques Algériennes (RPA).....	18

Chapitre III: Synthèse hydroclimatologique

III.1.Introduction	21
III.2.Analyse des caractéristiques hydroclimatiques	21
III.2.1.Précipitations	21
➤ Estimation des précipitations à partir des données des stations pluviométriques	22
➤ Estimation des précipitations moyennes annuelles	24
III.2.2.Températures	25
III.2.3.Graphique ombrothermique	26
III.2.4.Bilan hydrologique	27
III.2.4.1.Evapotranspiration potentielle ou ETP	28
III.2.4.2.Évapotranspiration réelle ou ETR	29
III.3.Conclusion.....	31

Chapitre IV : Reconnaissances géotechniques

IV.1.Introduction	32
IV.2.Compagne de reconnaissances géotechniques	32
IV.2.1.Essai in-situ	32
IV.2.1.1.Sondages carottés	32
IV.2.1.2.Sondages pressiométriques.....	36
IV.2.2.Essais de perméabilité	40
a) Essai lugeon	41
b) Essai Lefranc	41
IV.3.Essais de laboratoire.....	41
IV.3.1.Paramètres Physique des sols.....	41
IV.3.1.1.Limites d’Atterberg	42
IV.3.2.Essais Mécaniques	44
IV.3.2.1.Essai de résistance à la compression uni-axiale	44
IV.4.Classification du massif rocheux	45
IV.4.1.L’indice GSI (Géological Strength Index).....	45
IV.4.Conclusion	45

Chapitre V : Dimensionnement des fondations profondes

V.1.Introduction	45
V.2.Description de l’ouvrage	45
V.3.Présentation des paramètres de calcul	45
V.3.1.Normes techniques	45
V.4.Calcul de la capacité portante d’un pieu foré à partir de l’essai pressiométrique	45
V.4.1.Calcul de la charge limite totale Q_l	46
a) La charge limite de la pointe	46
b) La charge limite du frottement latéral.....	48
V.4.2.Calcul de la charge admissible aux états limites	49
V.5.Exemple de calcul de la capacité portante d’un pieu foré isolé (sondage N° 01) à partir des résultats d’essai pressiométrique.....	50
V.6.Comportement d’un groupe de pieux	51
V.6.1.Modification de la capacité portante sous sollicitation axiale.....	52
V.6.2.Détermination de la capacité portante du groupe de pieux à partir des résultats de l’essai pressiométrique	52
V.7.Calcul du tassement des pieux.....	55
V.7.1.Tassement élastique d’un pieu isolé	55
V.7.1.1.Exemple de calcul du tassement élastique d’un pieu isolé.....	56
V.7.2.Tassement élastique d’un groupe de pieux.....	58
V.8.Conclusion.....	60

Conclusion générale et recommandations.....	61
Références Bibliographiques	

Annexes

Résumé

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre d'une étude géotechnique, de conception et de dimensionnement des fondations profondes d'un ouvrage d'art, cas du viaduc V.28.8 qui se localise entre le PK28+880 et le PK29+200, le long de l'oued Dar Hadada, à proximité du barrage de Tabellout.

Cette étude s'est basée sur l'étude des différentes caractéristiques géologiques, hydro-climatologiques, et géotechniques de la région. Du point de vue géologique, ce secteur se caractérise par la présence des formations du flysch massylien jusqu'à 25 m de profondeur.

Le terrain objet de cette étude présente un réseau hydrographique très dense, avec une géométrie quasi rectiligne du cours d'eau principal.

L'analyse et l'interprétation des résultats des essais in-situ et de laboratoires vont permettre l'identification et la classification des sols constituant le site d'étude.

L'évaluation de la charge limite d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux a été réalisée en se basant sur la méthode pressiométrique qui est la plus appropriée car elle traduit au mieux le comportement réel du sol.

Enfin, l'estimation des tassements a été évaluée par la méthode élastique qui a donné des valeurs largement admissibles.

Mots-clés : Oued Dar Hadada, géotechnique, fondations profondes, charge limite, tassements.

Abstract

This project of the end of studies joins in the dynamics of geotechnical study, of conception and sizing of the deep foundations of a work of engineering, case of the viaduct V.28.8 which is located between the PK28+880 and the PK29+200, along Dar Hadada Wadi , near Tabellout's dam.

This study based itself on the study of the various geologic characteristics, Hydro-climatological, and geotechnics of the region. From the geologic point of view, this sector is characterized by the presence of the formations of massylien flysch until 25 m of depth.

The ground object of this study presents a very dense fluvial system, with a quasi-rectilinear geometry of the main stream.

The analysis and the interpretation of the results of the in situ tries and laboratories are going to allow the identification and the classification of grounds establishing the site of study.

The evaluation of the maximum load of an isolated stake and a group of stakes was realized by basing on the pressiometer method which is the most appropriate because it translates at best the real behavior of the ground.

Finally, the estimation of the settlements was estimated by the elastic method which gave widely eligible values.

Keywords: Dar-Hadada Wadi, geotechnics, deep foundations, limit load, settlements.

ملخص

هذا المشروع الخاص بنهاية الدراسة هو جزء يدخل في اطار الدراسة الجيوتقنية، لتصميم وقياس الأساسات العميقة المستعملة في المنشأ الفني، المتمثل في الجسر V28.8 الواقع بين النقطة الكيلومترية 28+880 والنقطة الكيلومترية 29+200 على طول وادي دار حدادة، بالقرب من سد تابلوط .

اعتمدنا في هذه الدراسة على دراسة الخصائص الجيولوجية والمائية والمناخية والجيوتقنية للمنطقة .من خلال وجهة النظر الجيولوجية يتميز هذا القطاع بوجود بنيات الفليش الماسيلي على عمق 20 متر.

تعرف المنطقة شبكة هيدروغرافية كثيفة للغاية، مع هندسة شبه مستقيمة لتيار الماء الرئيسي .

يسمح تحليل وتفسير نتائج الاختبارات الموقعية والمخبرية بتحديد وتصنيف التربة التي تشكل موقع الدراسة .

تم إجراء تقييم الحمولة المحدودة لعمود واحد ومجموعة من الأعمدة بالاعتماد على طريقة قياس الضغط وهي الأنسب لأنها تعكس على نحو أفضل السلوك الفعلي للتربة

وفي الأخير ، قمنا بتقدير هبوط التربة باستعمال الطريقة المرنة والتي اعطت قيم مقبولة لحد كبير .

الكلمات المفتاحية: واد دار حدادة. الجيوتقنية. الاساسات العميقة. الحمولة المحدودة. هبوط التربة.

Introduction Générale

Introduction générale

La conception des ouvrages d'arts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. Elle résulte d'une démarche rigoureuse dont l'objectif est de l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Ce projet de fin d'études s'est donné pour but d'étudier la faisabilité des fondations profondes d'un Viaduc (V28.8), situé sur oued Dar Haddada à proximité de la localité Tabellout au PK 28+880 et le PK 29+200. A travers les résultats des essais de laboratoire et in-situ réalisées sur les sols du terrain concerné par ce projet. Nous nous intéressons à étudier le terrain du point de vue géotechnique afin d'évaluer son aptitude à recevoir cet ouvrage, sans oublier bien sûr la géologie et l'hydrogéologie du site sans doute très importantes dans ce genre de projet.

Notre démarche s'est basée sur une campagne de reconnaissances géologique et géotechniques d'une part et sur les modes de calcul de la capacité portante d'autre part. Suite à cette démarche l'étude de faisabilité de l'infrastructure de ce Viaduc a été proposée dans le but d'approfondir nos connaissances sur la complémentarité des compagnes de reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, afin de proposer les solutions les mieux adaptées aux conditions du projet.

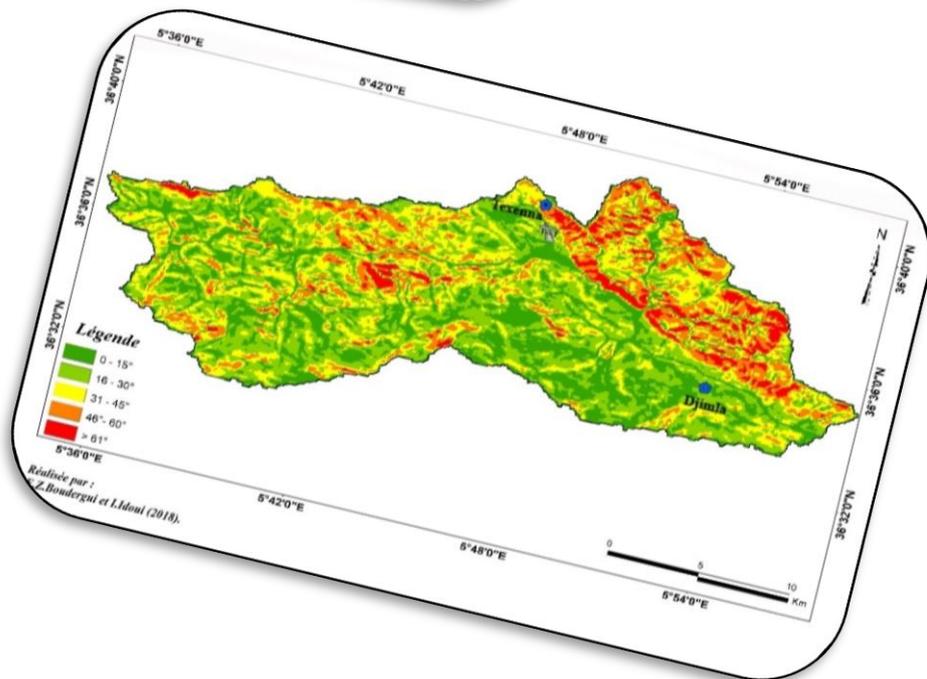
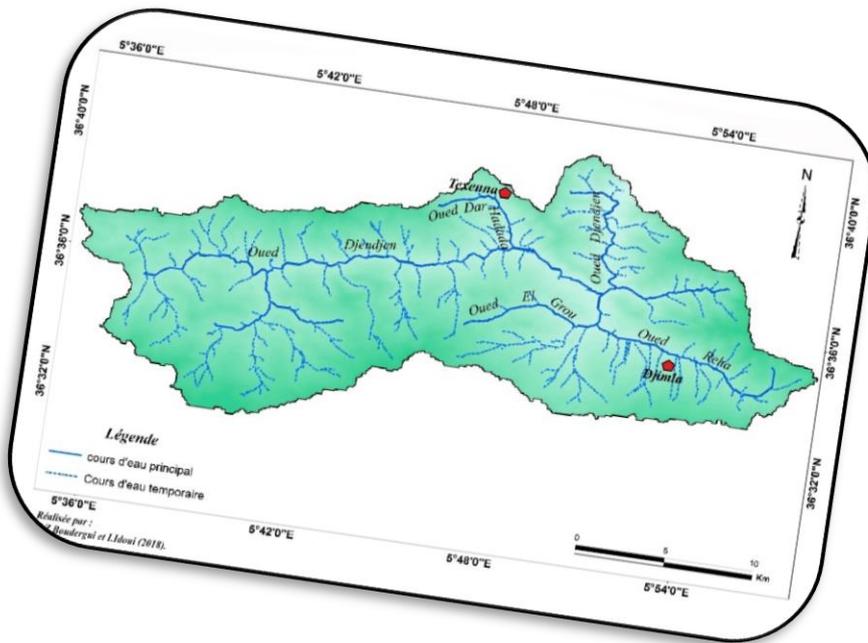
La méthodologie de travail s'articule autour des points suivants :

- Une consultation des travaux et des études géologiques antérieures tout en se basant sur les caractéristiques géo-mécaniques du terrain étudié.
- Une consultation des documents relatifs à l'hydrologie et l'hydrogéologie de la région.
- Une synthèse et analyse des données géotechniques relatives à l'exécution du Viaduc étudié.
- Des sorties de terrain sur le site du projet pour observations et établissement des coupes géologiques et lithologique.
- Une analyse et interprétation de l'ensemble de données techniques récupérées auprès des services techniques de la Wilaya de Jijel.

Pour mener à bien cette étude nous avons adopté le plan de travail suivant :

- Introduction générale ;
- Chapitre I : Etude du milieu physique ;
- Chapitre II : Cadre géologique local ;
- Chapitre III : Synthèse hydroclimatologique ;
- Chapitre IV : Reconnaissances géotechniques ;
- Chapitre V : Dimensionnement des fondations profondes de l'ouvrage ;
- Conclusion générale et recommandations.

Etude du milieu physique



I. Généralités sur le site

I.1. Situation géographique

Le viaduc objet de cette étude est situé à environ 8.0 Km au Sud-Est de du village de Texenna et à 4.0 Km à l'Ouest de la digue du barrage de Tabellout, sur l'axe routier reliant Texenna-Djimla entre le PK 28+880 et 29+200 **Figure.I.1**. Cet ouvrage servira de la dérivation de la RN 77 et assure la continuité de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djendjen à l'autoroute Est-Ouest aux environs d'El-Eulma. Ses coordonnées géographiques sont :

✓ Latitudes : 36°38' 14''N - 36°38'17''N

✓ Longitudes : 5°47'53''E - 5°47'37''E

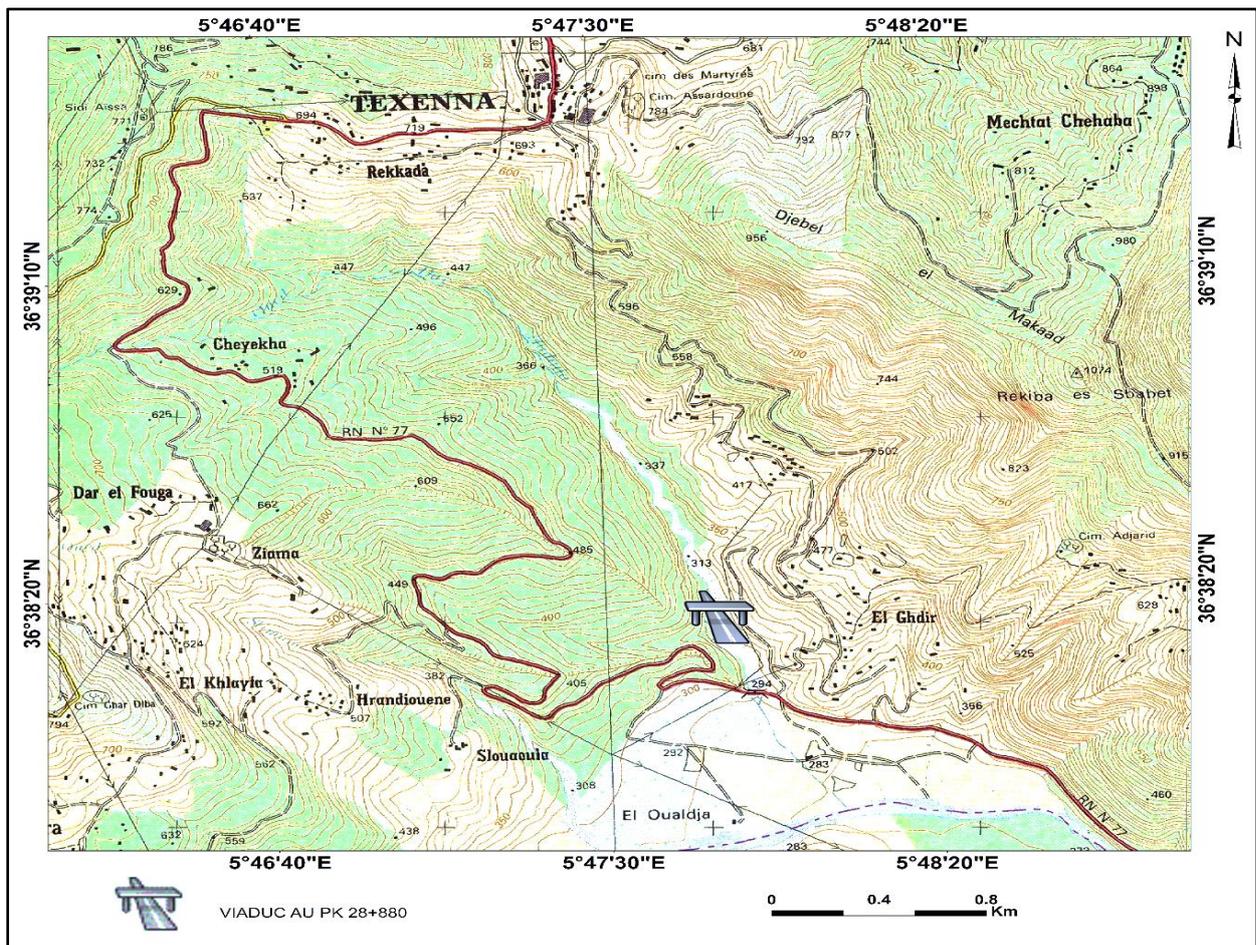


Figure. I. 1 : Situation géographique du site de projet (extrait de la carte topographique NJ_31_VI_42 Ouest Texenna 1/25000).

I.2. Aperçu climatique

Sur le plan climatologique, la région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen subissant l'influence de la mer méditerranée au Nord, et des reliefs au Sud. Ces deux raisons font que le climat de la région est tempéré, avec des températures élevées en été et basse en Hiver. Les précipitations d'eau annuelles varient entre 900 et 1200 mm/an. Cette pluviométrie classe cette région parmi les zones les plus arrosées de l'Algérie. Cette dernière révèle un potentiel hydrique très important.

I.3. Relief

Le relief de la Wilaya de Jijel *Figure.I.2* est très contrasté, et est caractérisé par des sommets culminants à 1600m (Tamesguida) et des fonds de vallées à 200m (Oued Djendjen).

Bien que l'altitude moyenne soit de 600 m à 1000 m, on distingue principalement deux régions physiques :

➤ **Les zones de plaines**

Situées au nord, le long de la bande littorale allant des petites plaines d'El-Aouana à l'Ouest, le bassin de Jijel, les vallées de l'Oued El-Kebir, et Oued Boussiaba à l'Est.

➤ **Les zones de montagnes :**

Elles constituent l'essentiel du territoire de la wilaya (82%) et sont composées de deux groupes :

- **Groupe 1 :** Zones de moyennes montagnes situées dans la partie sud des plaines littorales ne dépassant pas les 1000m d'altitude.
- **Groupe 2 :** Zones de hautes montagnes à reliefs dépassant les 1500 m d'altitude limitent le territoire de la wilaya de Jijel vers le sud : Tamesguida, Tababour, Bouaza, et Seddat.

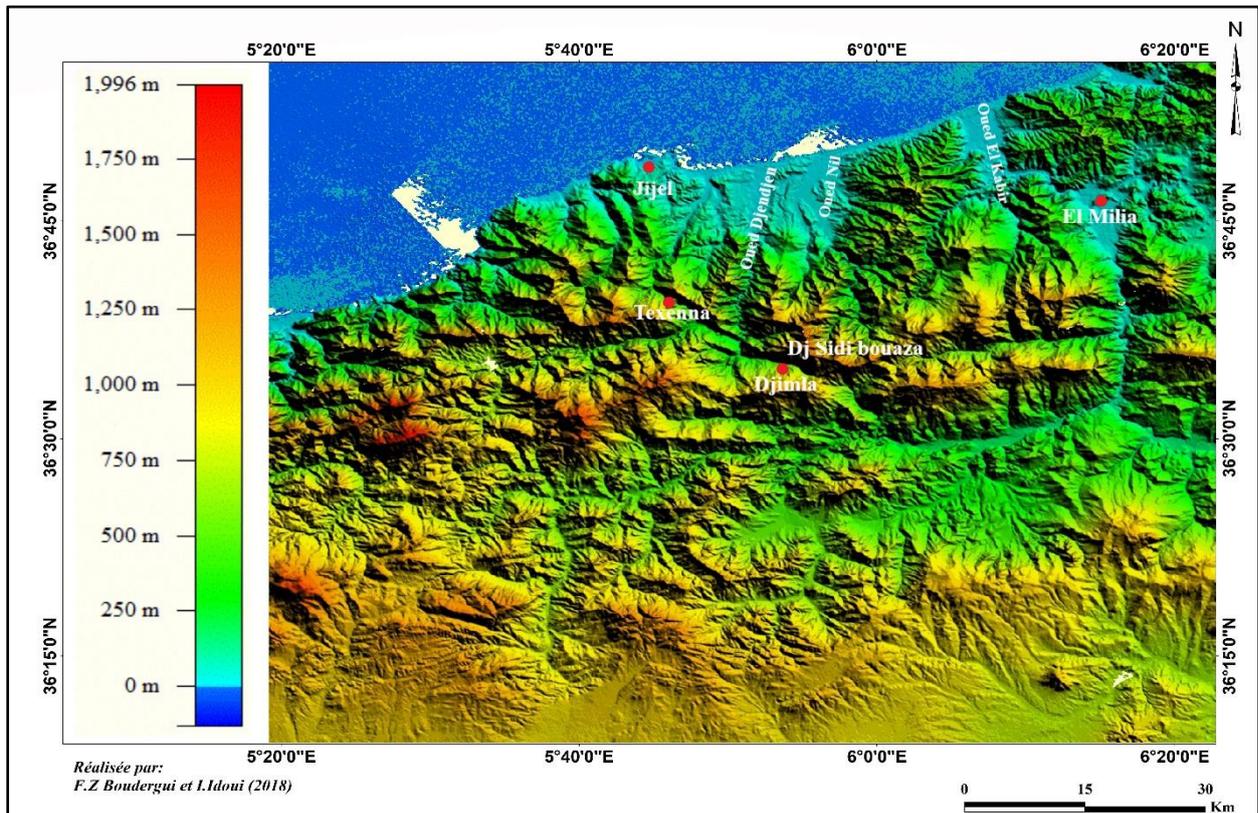


Figure. I. 2 : Carte orographique de la région de Jijel

I.4. Morphologie

L'examen de la carte topographique de la région étudiée, fait apparaître que la commune de Texenna est caractérisée par des pentes fortes, car elle appartient à la zone des montagnes au Sud de Jijel. Les observations des données topographiques relevées, montrent assez bien des changements brusques des pentes. La globalité du site présente une topographie irrégulière.

La carte d'élévation du sous bassin versant Djendjen-inférieur a été extraite du Modèle Numérique de Terrain (MNT). A partir des courbes de niveaux, on peut localiser le site d'étude entre 190 et 380 m **Figure.I.3.**

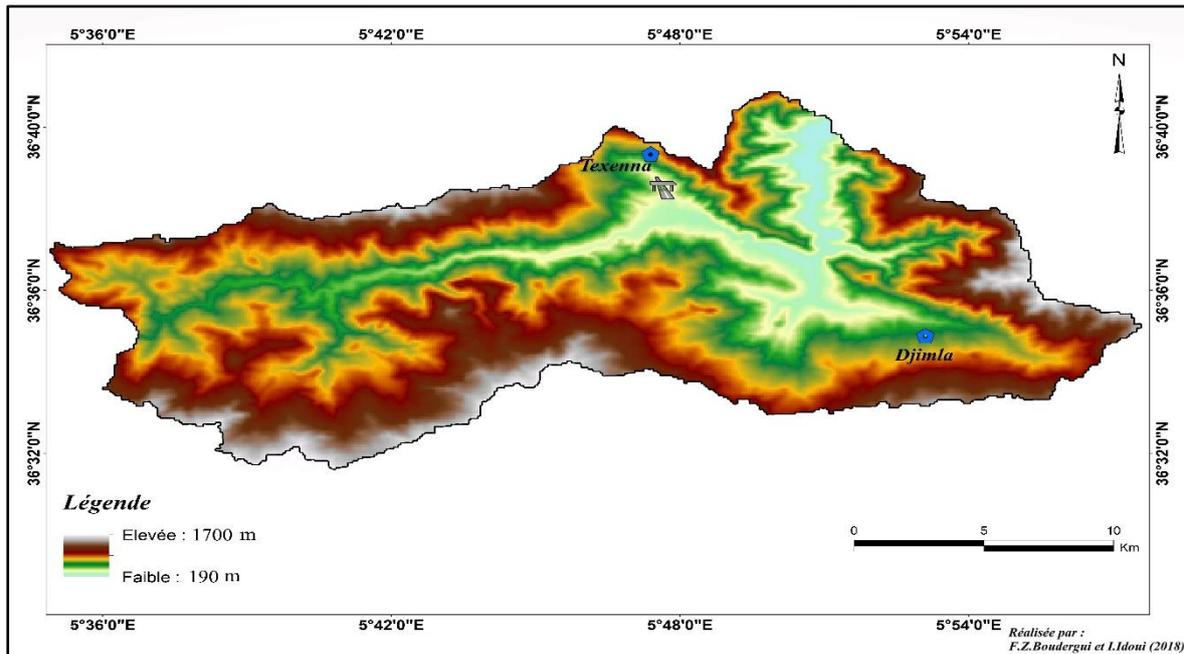


Figure. I. 3 : Carte d'altitudes du sous bassin versant Djendjen inférieur.

I.5. Carte des pentes

La pente topographique est un paramètre capital dans la commande du drainage des eaux de surfaces.

La carte des pentes de la région étudiée a été établie à partir du MNT **Figure.I.4.** Elle montre que les pentes les plus abruptes (très fortes à fortes), se concentrent dans la partie Sud et Est où prédominent les terrains paléozoïques et mésozoïques. Les pentes faibles à très faibles se développent dans les plaines occupées par les formations d'âge Mio-Plio-Quaternaires dans la partie médiane de la carte.

La carte des pentes montre que plus de 26% de la topographie de la région étudiée présente une pente comprise entre 0-30% et le reste de cette topographie, soit 19% de la superficie présente une pente qui varie entre 30 et 45%. La classe des pentes les plus fortes (> 45%) couvre 55 % **Tableau.I.1** et **Figure.I.4.**

Ces valeurs de pente sont à mettre en relation avec la structure géologique et surtout la lithologie des terrains qui déterminent leur comportement vis à vis de l'érosion. Les fortes valeurs de pente des versants sont liées à deux causes géologiques : la lithologie et la

tectonique. La cause lithologique est la plus importante car elle est liée à l'existence de formations lithologiques de résistance ou de vulnérabilité différentes à l'altération et l'érosion.

Tableau. I.1 : Répartition surfacique des pentes dans la zone étude.

Pente (degré)	Surface (Km ²)	(%)
0 - 15°	31.32	10.12
16 - 30°	48.89	15.81
31 - 45°	59.83	19.35
46 - 60°	78.26	25.31
>60°	90.94	29.41
Total	309.24	100%

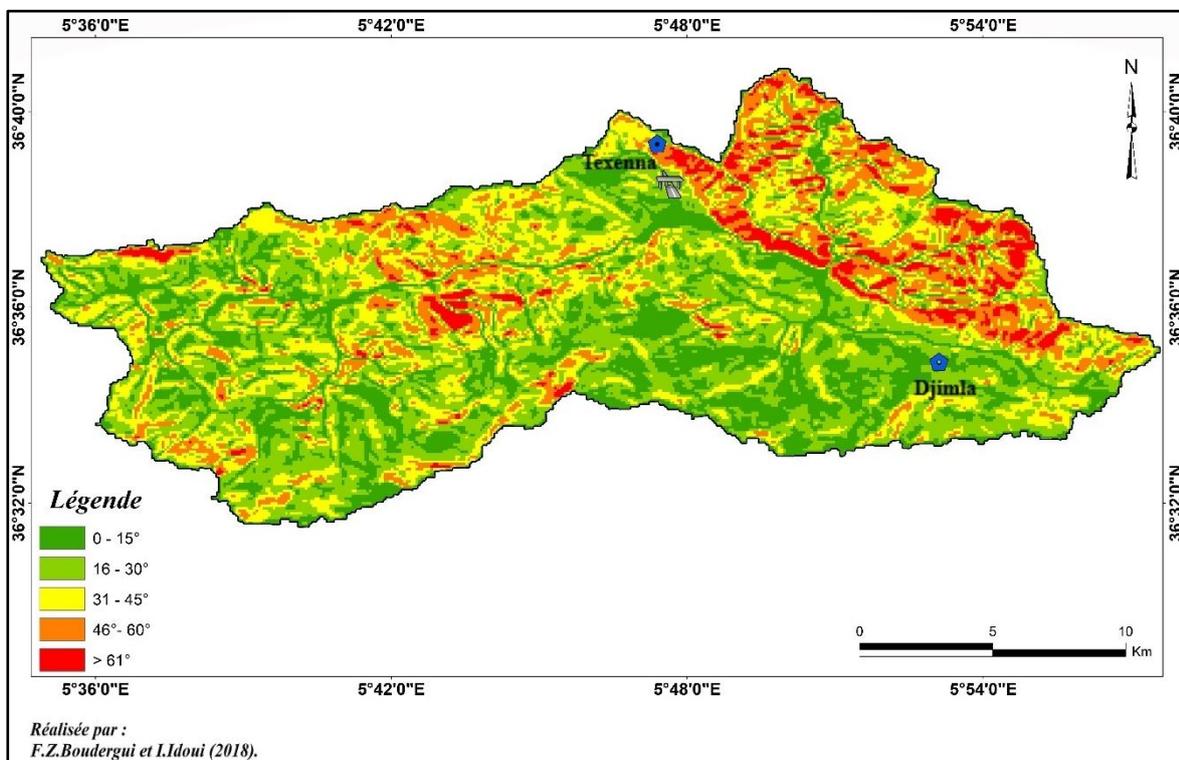


Figure. I. 4 : Carte des pentes de la région d'étude.

Le site étudié appartient à la classe des pentes 16-30°.

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. Il est représenté par un chevelu très dense à tracé quasi-rectiligne dû aux effets de pente, et des ravinements profonds dans les zones Sud du territoire de Texenna à l'instar d'oued Dar-Hadada *Figure.I.5*.

Les principaux cours d'eau :

- **Oued Djendjen** : résurgent en amont par le barrage d'Irraguène, et s'écoule le long de 46.840 Km, et se jet en aval à la mer méditerranéenne.
- **Oued Missa** : il prend sa source dans le massif de Rakkada de Texenna.
- **Oued Reha** : il prend sa source à Djebel Sidi Bouaza au Nord-Est et Sud-Ouest par la source d'Ain Massouda, est confluent par l'Oued Djimla et Oued El-Grou.

Les ruissellements se concentrent généralement dans des cours d'eaux de moyenne importance comme oued Chetit, Mellit, et Dar Hadada qui se jettent dans l'oued Missa et Djendjen.

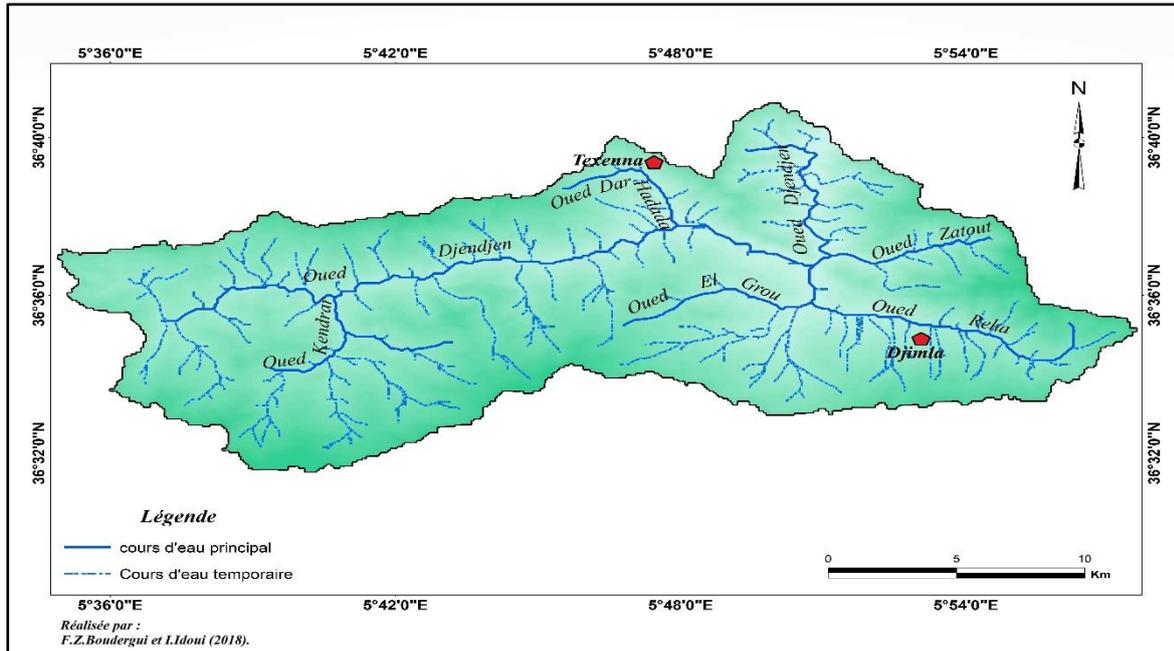


Figure. I. 5 : Réseau hydrographique du sous bassin versant Djendjen inférieur.

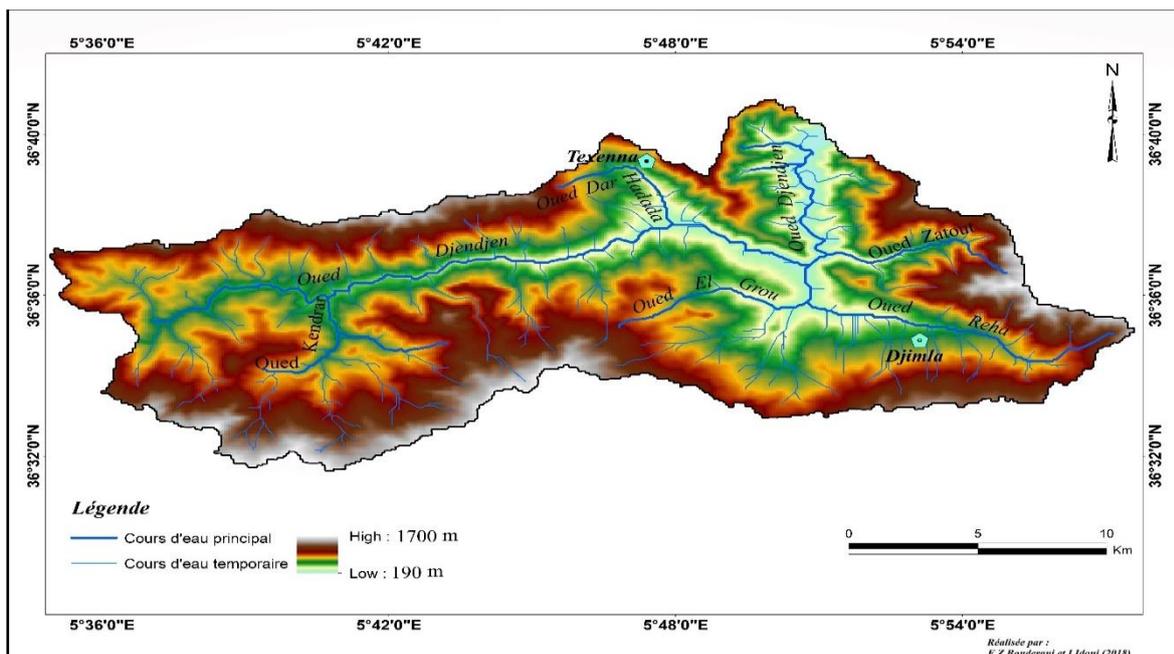


Figure. I. 6 : Forme et limites du sous bassin versant Djendjen inférieur, extraite de MNT.

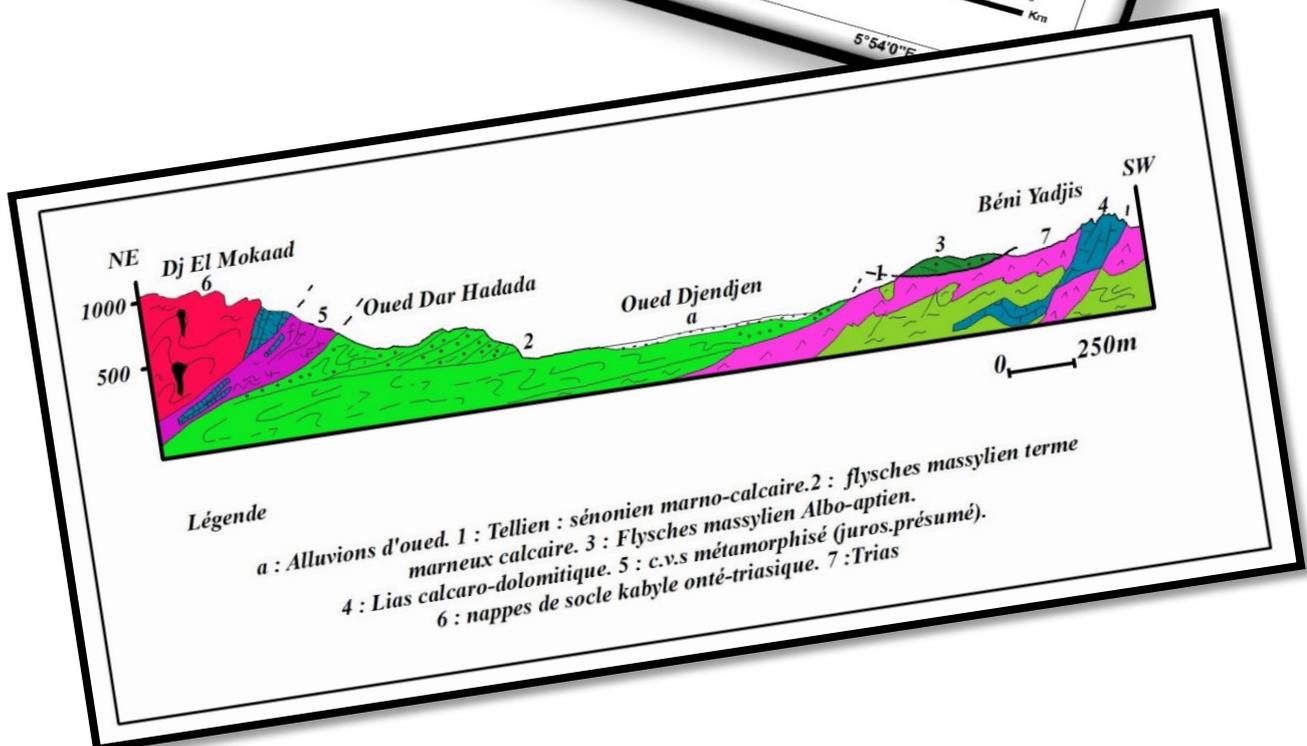
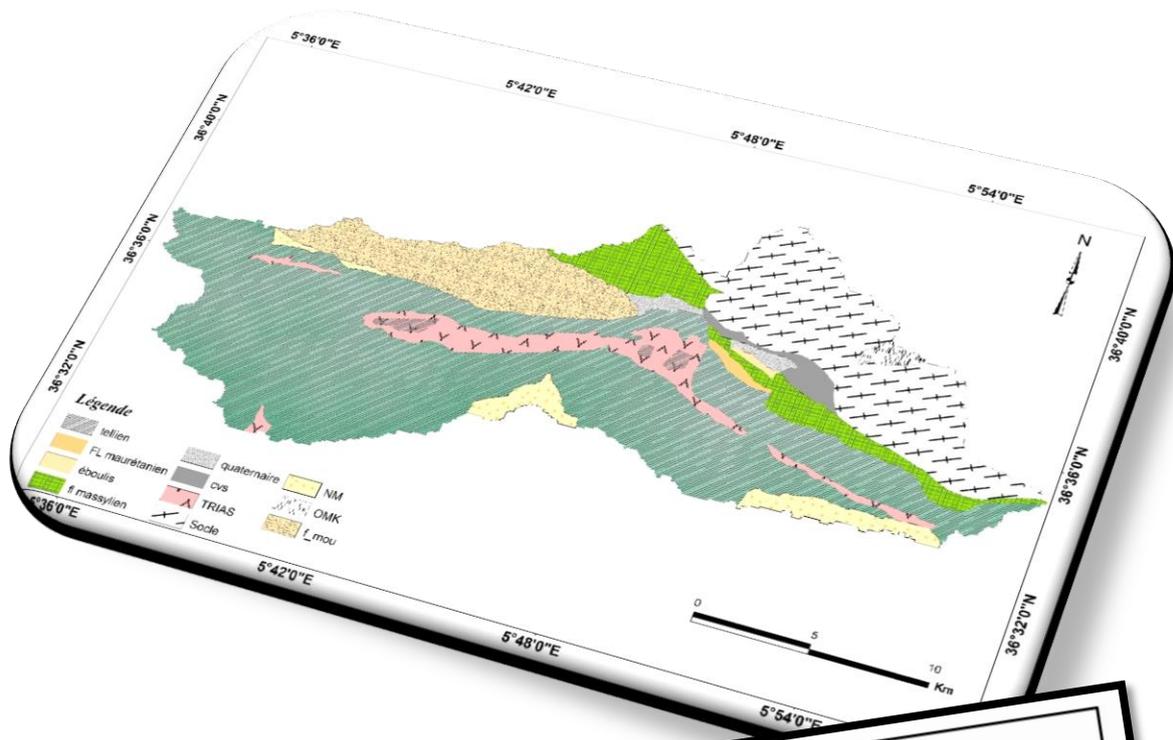
La topographie de la région étudiée est fortement accidentée, cela est dû à la présence de montagnes abruptes, et de nombreux oueds et chaabats qui la traverse **Figure.I.6**.

I.6. Végétation

La région d'étude est caractérisée par une couverture végétale assez dense. La végétation couvre une grande partie du territoire de la commune. Cette dernière est favorisée par l'importance des précipitations. Les conditions climatiques, et la nature des terrains de la région ont permis le développement de forêts très denses.

Ces forêts sont représentées essentiellement par du chêne-liège, chêne-zen, et autres arbres fruitiers. En général, ce potentiel forestier confère à la région une vocation agricole et sylvicole.

Cadre géologique local



II.1. Caractéristiques lithologiques de la région étudiée

La région de Texenna avait depuis longtemps attiré l'attention des géologues. En effet cette région montagneuse est caractérisée par un contraste géologique assez important.

L'ensemble des travaux effectués auparavant par différents auteurs dans la région de Texenna (*M.F.Ehrman, 1928 ; M.Durand Delga, 1955 et H.Djellit, 1987*) ont servi à préciser le cadre géologique local de la région.

Sur une transversale Nord-Sud (Jijel-Djimla) on peut distinguer **Figure.II.1** :

- ✓ Les formations du Quaternaire.
- ✓ Les formations Post-nappes.
- ✓ La molasse olistostromique Aquitano-Serravallienne.
- ✓ les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle.
- ✓ Les formations de type flysch Albo-Aptien.
- ✓ Les formations du complexe volcano-sédimentaire de Texenna.
- ✓ Les formations évaporitiques du Trias.
- ✓ Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle.

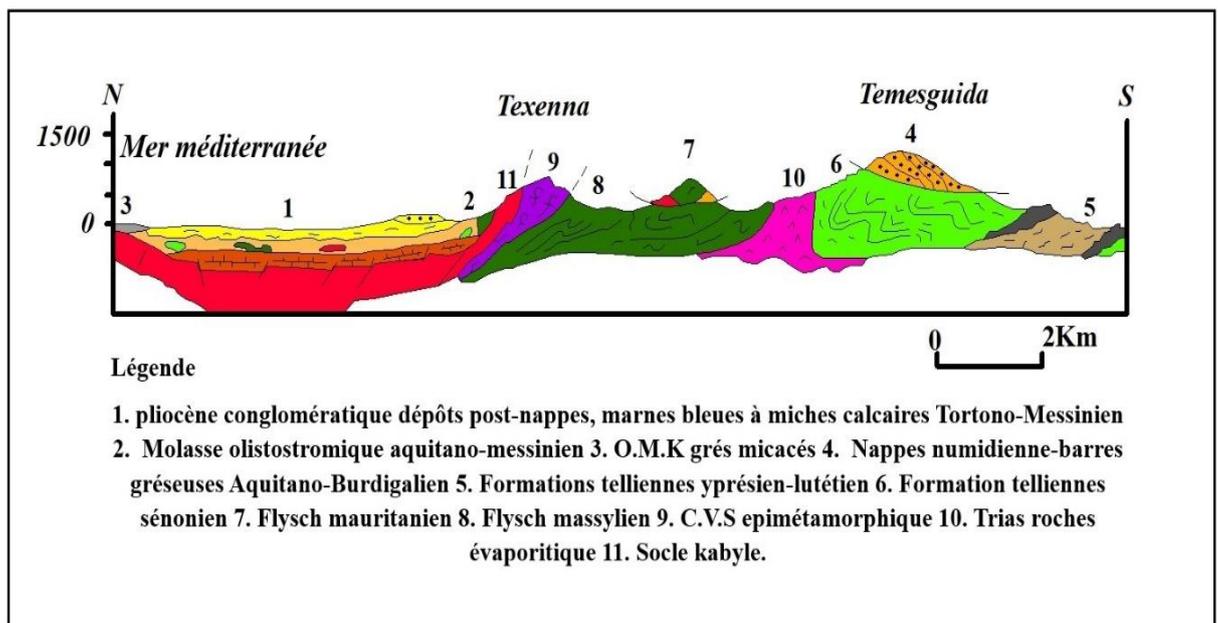


Figure. II. 1 : Coupe géologique des unités alpines de la Petite Kabylie-région de Jijel- (*Rouikha, 2014*).

II.2. Description des formations lithologiques de la région de Texenna

a) Formations du quaternaire

En majorité, elles sont représentées par une tranche de terre végétale, parfois des argiles à blocs, galets, ainsi que des éboulis des piémonts ou éluvions.

b) Formations Post-nappes

- **Marnes Miocènes :**

Elles reposent en discordance à la fois sur le socle Kabyle et la molasse olistostromique. L'âge Tortono-Messinien est attribué à ces formations. Le Tortono-Messinien est constitué de marnes bleues à passées calcareuses discontinues souvent en nodules de couleur jaune ocre (miches calcaires) qui soulignent la stratification, avec parfois de minces lits gypseux.

L'épaisseur de ces marnes du Tortono-Messinien dans la région de Jijel est estimée de 200 m à 300 mètres (*H.Djellit, 1987*). Elles affleurent largement au Nord de Rekkada Meteletine.

- **Formations détritiques du Pliocène :**

Les formations du Pliocène sont représentées par des dépôts conglomératiques comportant des blocs anguleux de cailloux, de galets, de graviers, et des sables, dans une matrice argileuse.

Ces formations à éléments polygéniques et hétérométriques d'une épaisseur d'environ 30 à 50 mètres reposent directement sur les marnes du Miocène supérieur. C'est la limite normale entre les dépôts continentaux (Pliocène), et les dépôts marins (Tortono-Messinien). (*H.Kherrouba, 2008*).

La superposition de ces formations conglomératiques sur les marnes du Tortono-Messinien est bien illustrée par la *Figure II.2*.

On peut remarquer que le Pliocène ainsi que le Miocène qu'il surmonte, sont affectés tardivement par des failles de direction NE-SW (cuvette de Beni-Siar) ou ENE-WSW dans La région de Rekkada Meteletine (*H. Djellit, 1987*).



Figure. II. 2 : Illustration de la superposition normale des conglomérats du Pliocène, et des marnes Miocènes au niveau de Rekkada Meteletine.

Dans la région de Texenna /Djimla, ces dépôts récents sont absents. Le long du contact frontal, les seuls représentants de la période post-nappe correspondent à : - des éboulis, des cônes de déjection et des terrasses quaternaires (dépôts de pentes ?), (*H. Djellit, 2014*).

c) Formations de l'oligo-Miocène Kabyle et les olistostromes

- *Oligo-Miocène Kabyle*

Les formations de l'Oligo-Miocène-Kabyle sont représentées essentiellement par des grès en petits bancs, glauconieux et ferrugineux, alternant avec des argiles et des marnes vertes. Ces formations affleurent dans la localité Rekkada Meteletine (*H.Djellit, 1987*).

- *Olistostromes*

Ces formations sont bien visibles dans la région d'El-Gheriana (Nord de Texenna), et la localité de Sekkata située au Sud d'El-Gheriana. Elles sont représentées par des unités tectono-sédimentaires de flyschs (grès Albien de Guerrouch, flysch schisto-gréseux, grès et argiles Numidiennes, flysch dissocié Albien- Eocène dans une matrice argileuse de l'Oligo-Miocène Kabyle.

L'âge Aquitano-Serravallien probable est attribué à ces formations (*J.P.Bouillin et J.F.Raoult, 1971*).

d) Formations de type flyschs

- *Formations du flysch massylien (ou Flysch schisto-gréseux "Albo-Aptien" à Sénonien)*

Structuralement, cette unité est selon les endroits, tantôt chevauchée par le socle Kabyle, tantôt par le complexe volcano-sédimentaire. La série du flysch massylien montre de bas en haut **Figure.II.3**: - À la base (150-200 m) un flysch fin rythmique, constitué d'une alternance d'argiles compactes schistosées (pélites) en minces niveaux (centimétriques) ; - par-dessus (20 m), de marnes gris-verdâtres, consolidées, à débits feuilletés, à intercalations gréseuses micro-conglomératiques ; ensuite (10 m) de phtanites noires et blanches en bancs serrés, d'épaisseur centimétrique ; - puis, des marnes (30-40 m) jaunâtres, à intercalations de calcaires micro conglomératiques ; - enfin, au sommet, quelques mètres de pélites de couleur verdâtre à jaunâtre localement, renfermant de minces niveaux de microbrèches.

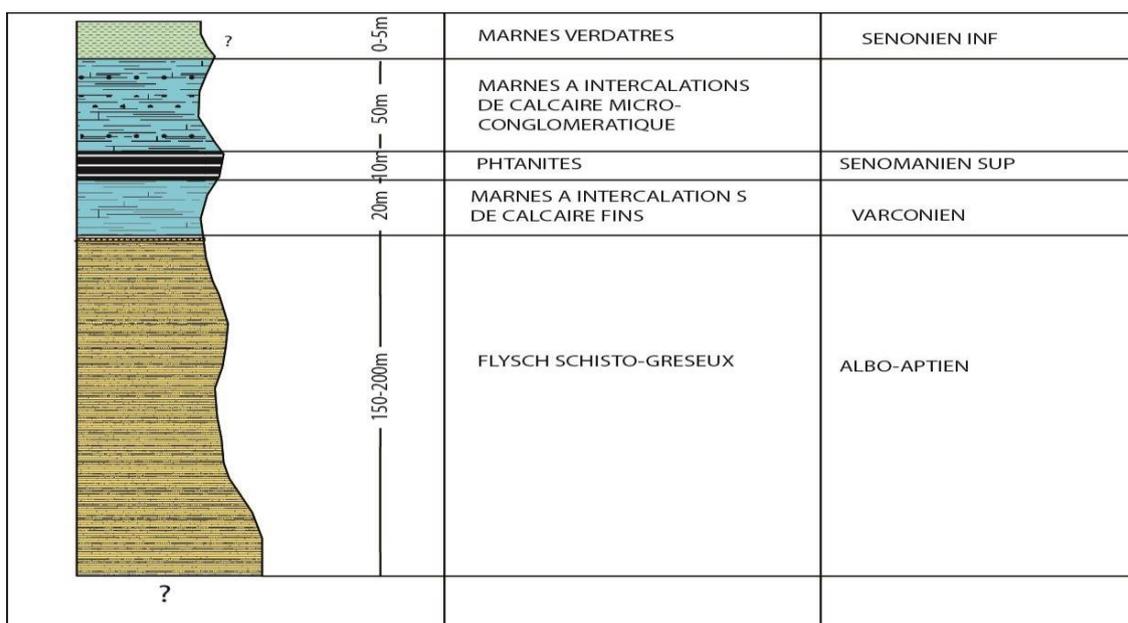


Figure. II. 3: Colonne stratigraphique du flysch massylien (*H.Djellit, 1987*)

- **Formations du flysch maurétanien**

Elles sont représentées par l'unité de Guerrouch, formé essentiellement par des bancs de grés homométriques à cassure verdâtre. L'âge Eocène supérieur-Oligocène est attribué à ces formations. Ce type de flysch occupe largement la région de M'cid-Echta au Sud-Ouest de Texenna (*H.Djellit, 1987 ; H.Kherrouba, 2008*).

e) Formations du Complexe Volcano-Sédimentaire (CVS) de Texenna

Ces formations reposent par un contact anormal sur les formations du flysch massylien. Pour (*J.P.Bouillin, 1979*) le complexe volcano-sédimentaire de Texenna représente le substratum Jurassique du flysch maurétanien. Il comporte de bas en haut :

- **Un ensemble basal** : une épaisseur allant de 200 m à 300 m, il est composé d'un empilement de roches volcaniques à textures variables.
- **Un ensemble sommital** : d'une épaisseur de 200 m environ, il est divisé en deux termes :
 - Le premier terme est constitué d'une série volcano-sédimentaire (50m d'épaisseur) contenant des niveaux quartzo-pélitiques et des basaltes, passant à des dolérites, ou encore des parasinites, et des gabbros dioritiques à amphiboles brunes.

- Le deuxième terme est essentiellement constitué d'une alternance de calcaires centimétriques à décimétriques. On rencontre cet ensemble éruptif à Djebel Sendouah de Texenna, et Djebel Draa El-Fartassa de Tabellout (*Djellit, 1987*)

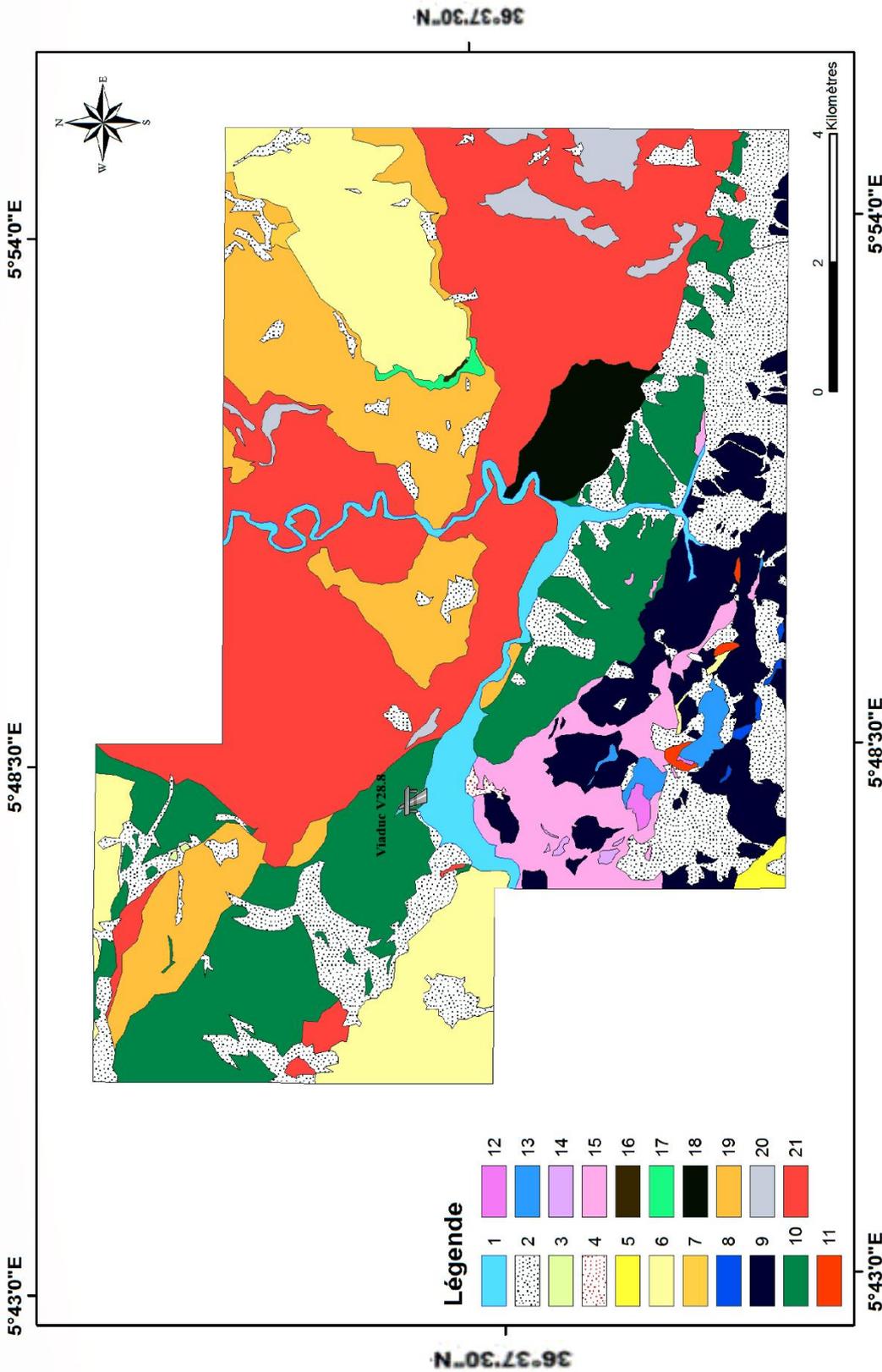
f) Trias

Le long de l'oued Djendjen on rencontre parfois du Trias diapirique comportant du gypse, des marnes gypsifères, des argiles bariolées, et des argiles de couleur lie de vin .Ces formations triasiques chevauchent les formations Telliennes (*M.Durand Delga, 1955*).

g) Formations cristallophylliennes du socle Kabyle

Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle sont représentées dans la région de Texenna par des gneiss oeillées, et des phyllades. Ils forment la plus basse unité géologique de la région. L'âge Précambrien probable est attribué à ces formations (*M.Durand Delga, 1955 ; J.P.Bouillin, 1979*).

II.3. Géologie du site



Légende :

- 1 : Alluvions, actuels et récentes, 2 : Eboulis, 3 : Replat sur éboulis, 4 : Tufs calcaires, 5 : Miocène, 6 : Oligocène, 7 : Oligocène basal, 8 : Eocène Inférieur, 9 : Complexe inférieur, 10 : Flysch schisto-gréseux, 11 : Crétacé inférieur et moyen, 12 : domérien –Lias sup, 13 : Lias inférieur et moyen, 14 : Trias dolomitique, Trias calcaireux, 15 : Trias complexe gypsifère, 16 : Gothlandien supérieur, 17 : Gothlandien inférieur, 18 : Roches éruptives basiques anciennes, 19 : Micaschistes porphyroïdes, 20 : Cipolins, 21 : Complexe gneissique

Figure. II. 4 : Carte géologique des environs de Texenna (petite Kabylie) .1/50.000 (Durand Delga, 1955).

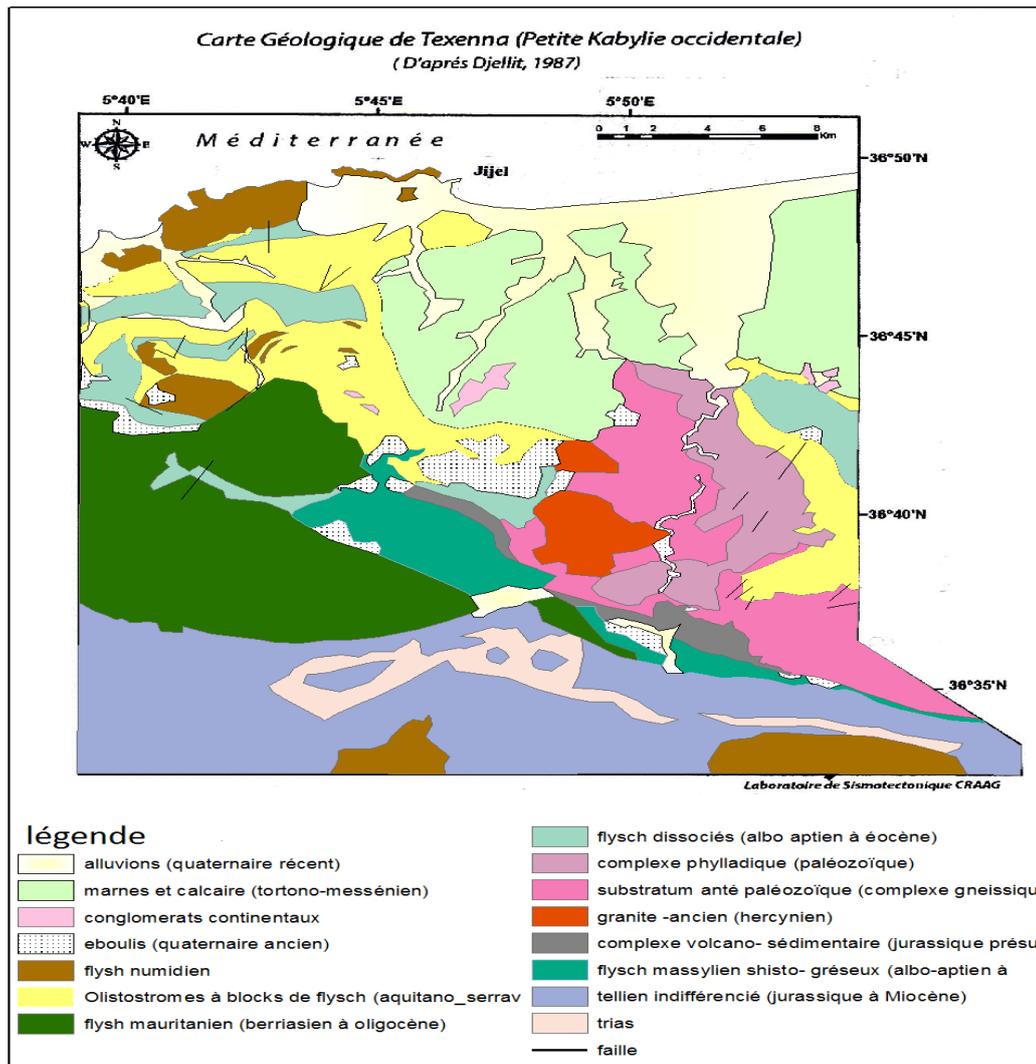


Figure. II. 5 : Carte géologique de Texenna (Petite Kabylie occidentale), (Djellit ,1987)

A partir des deux cartes précédentes (Figure.II.4 et Figure.II.5) on a réalisé une carte géologique de notre zone d'étude en utilisant le logiciel ArcGis 10.2.2. Nous avons Scanné et géo-référencé dans le système de coordonnées (WGS84 UTM N31) les cartes géologiques 1/50.000 précédentes de notre région d'étude. En tenant compte de ses limites administratives.

La carte géologique de notre zone d'étude fait ressortir 10 formations lithologiques **Figure.II.6.**

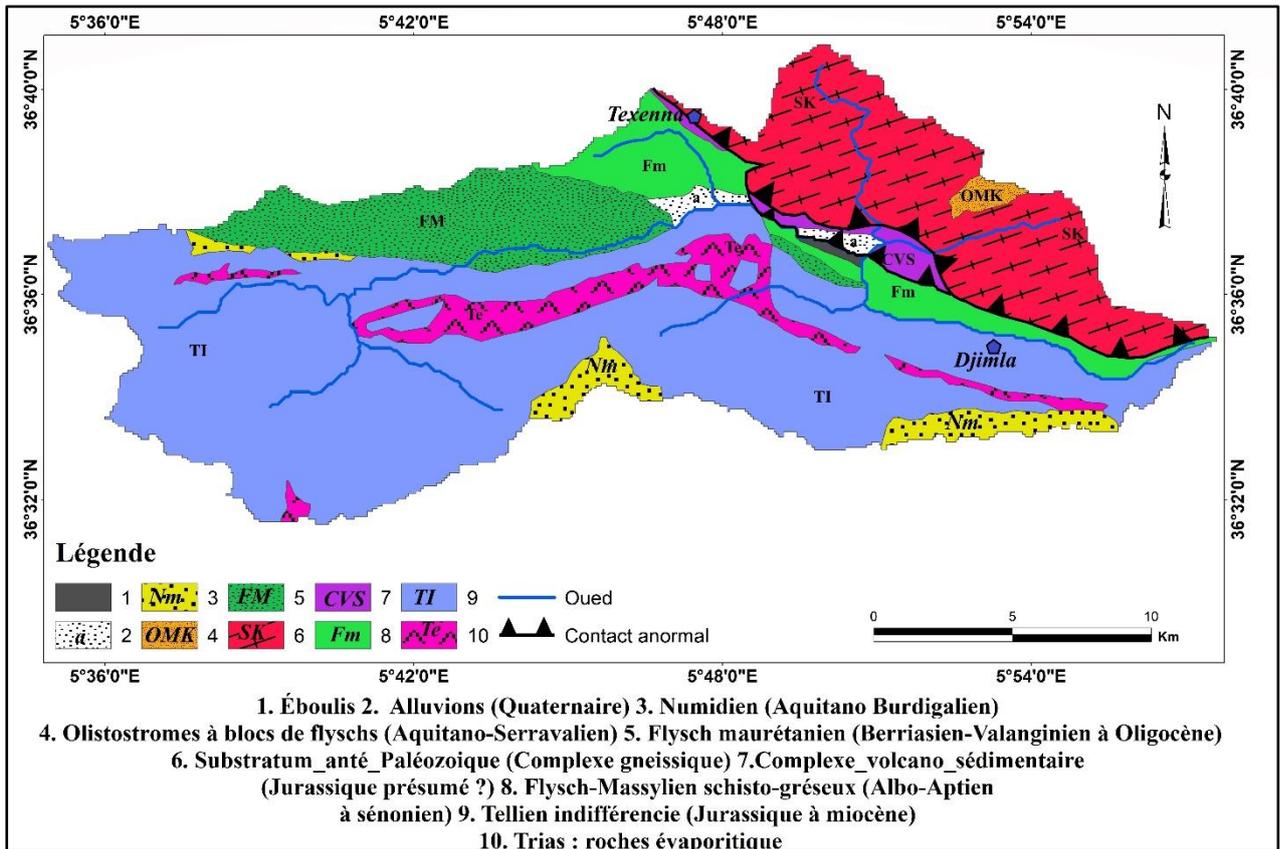


Figure. II. 6 : Carte géologique de la région étudiée.

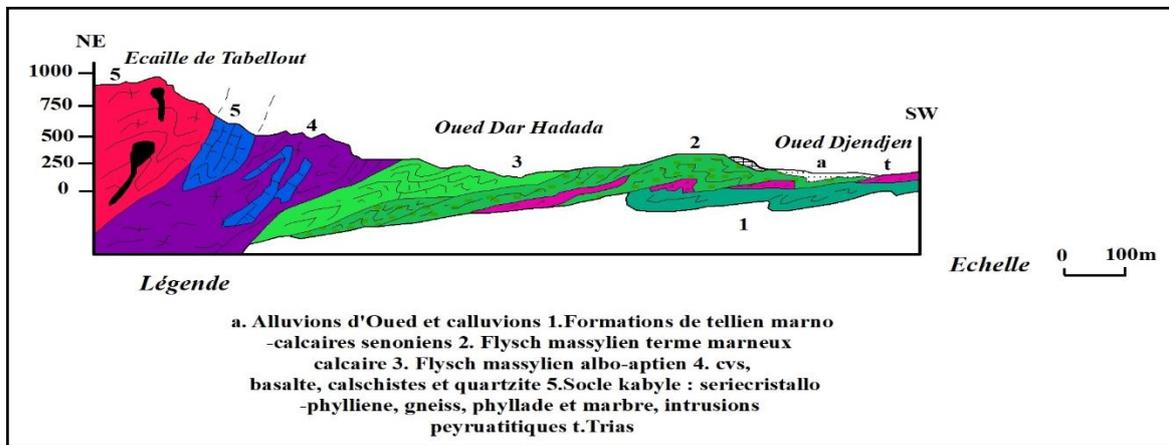


Figure. II. 7 : Coupe géologique du site (en collaboration avec Y. Rouikha, 2018)

Une synthèse des travaux suscités *Figure. II. 6* nous a permis de dire que les différentes formations lithologiques trouvées dans la région d'étude sont regroupées dans le *Tableau. II. 1* suivant :

Tableau. II. 1 : Répartition surfacique des différentes formations géologiques de la région étudiée

Formations lithologiques	Surface (Km ²)	(%)
Alluvions	3.0	0.97
Eboulis	0.59	0.19
Flysch numidien	10.85	3.51
O.M.K	1.86	0.6
Flysch massylien	20.85	6.74
Flysch maurétanien	32.69	10.57
Tellien	161.35	52.18
C.V.S	4.72	1.53
Trias	18.88	6.11
Socle Kabyle	54.45	17.60
Total	309.24	100%

Les matériaux géologiques pouvant classées en formations meubles (sable, argile, marne) ou en formations consolidées (grès, calcaires, dolomies...etc.).

Vu leurs état d'altération ou résistance à l'érosion, et par l'application du logiciel ArcGis 10.22 on peut estimer l'étendue des diverses zones **Tableau. II.2** de différentes formations lithologiques de la région étudiée.

Tableau. II. 2 : Classement des différentes formations lithologiques de la région d'étude.

Dureté	Roches résistantes	Roches Moyennement résistantes	Roches meubles
Formation lithologique	Grés	mollasse	Marnes Argiles
	Roches vertes	Marno-calcaire	Roches salines
	Gneiss,marbre	Schistes	Alluvions
Surface (Km²)	102.71	22.71	183.82
Total (Km²)	309.24		
Surface (%)	33.21	7.34	59.45
Total (%)	100%		

- a. **Roches résistantes** : elles sont représentées par les formations cristallophylliennes du socle Kabyle, les formations du Complexe Volcano-Sédimentaire de Texenna, et les formations de type flyschs (maurétanien, numidien). Ces formations s'étalent sur une superficie de 102.71Km², soit 33.21% de la région étudiée.
- b. **Roches Moyennement résistantes** : elles sont représentées dans la zone d'étude par les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle, les olistostromes (mollasse), et les formations du flysch massylien avec une superficie de 22.71 Km², soit 7.34% de la zone étudié.

- c. **Roches meubles** : elles sont représentées par les formations telliennes, les formations évaporitiques du Trias, et les formations quaternaires (Eboullis et alluvions) avec une superficie de 183.82 Km², soit 59.45% de la région étudiée.

La carte précédente *Figure .II.6* et la coupe géologique *Figure .II.7* du site étudiée, présentent la localisation de ce dernier dans son cadre géologique local. Ce qui indique qu'il appartient au domaine du flysch massylien d'âge Albo-Aptien, de résistance moyenne vis-à-vis de l'érosion.

II.4.Aspect structural

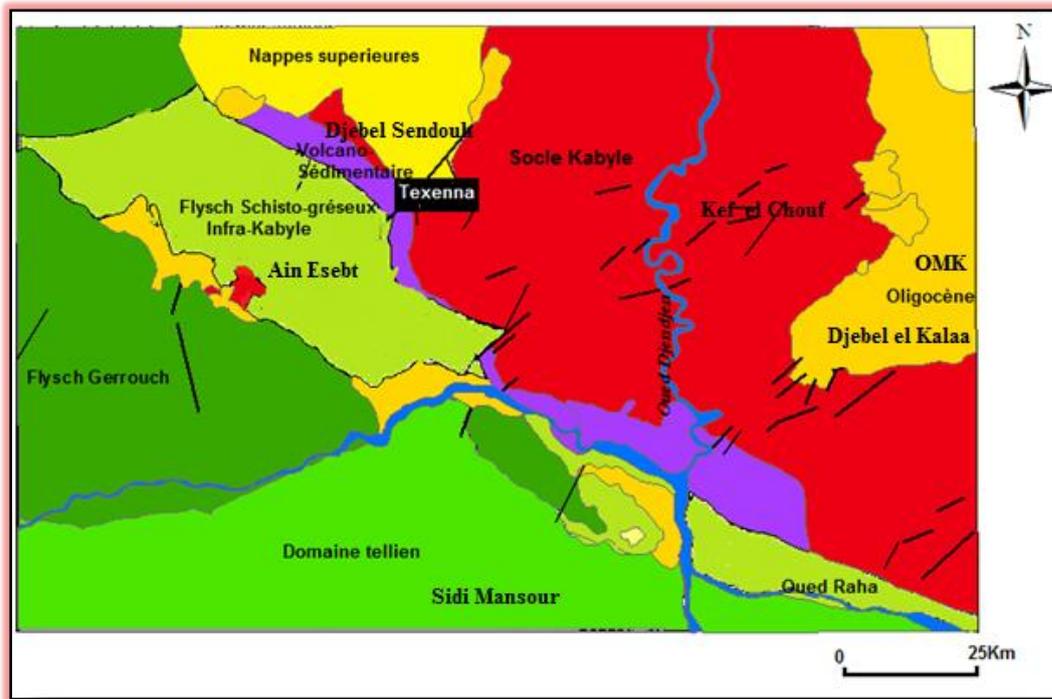


Figure. II. 8 : Carte Structural de la région d'étude (H.Djellit, 1987) légèrement modifiée.

L'édifice structural de la région d'étude (Figure.II.8) se présente comme suit :

a) Le socle Kabyle

Le socle Kabyle dans la région d'étude est composé d'un substratum gneissique, d'un complexe phylladique, et d'un ensemble de psammites, et de calcaires.

- Le substratum gneissique est d'âge anté-Cambrien.
- Le complexe phylladique est d'âge Cambro-Ordovicien.
- Les psammites et calcaires sont d'âge Silurien à Dévonien inférieur à moyen.

Le socle Kabyle chevauche vers le Sud les unités frontales schistosées.

b) Sous le socle Kabyle

Le complexe volcano-sédimentaire : débité en écailles, cet ensemble chevauche vers le Sud les formations du domaine externe telliennes.

c) Sur le socle Kabyle

Un ensemble de nappes, comportant à la base un olistostrome d'âge Aquitano-Seravallien surmonté par le flysch de Guerrouch. Ces nappes sont scellées par des dépôts du Miocène terminal puis par le Pliocène (*H.Kherrouba, 2008*).

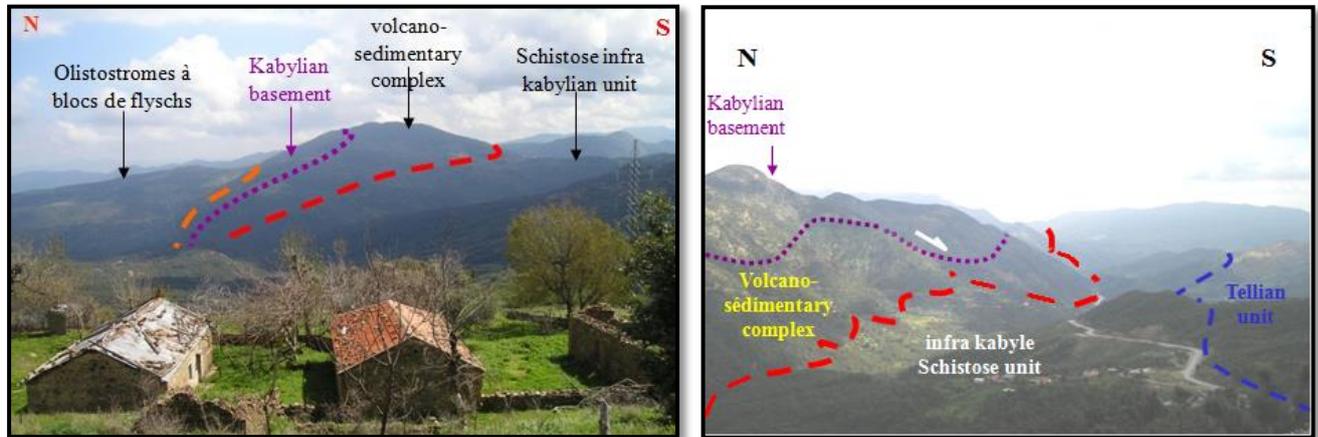


Figure. II. 9 : Illustrant l'édifice structural de la Petite Kabylie sur la transversale de Texenna (*H.Djellit, 2010 ; in N.Bounemear, 2014*).

II.5.La tectonique

Au niveau de la région d'étude qui constitue la terminaison occidentale de la Petite Kabylie, plusieurs événements tectoniques qui ont conduit à la structure actuelle. Les différents aspects tectoniques régionaux sont les charriages, les déformations ductiles, et les déformations cassantes.

a. Les charriages

Affectant les différentes nappes : flyschs, socle Kabyle, et le tellien.

b. Déformations ductiles

Elles sont matérialisées par les plissements N-S (*Figure. II.10*), et E-W (*Figure. II.11*) visibles dans les formations du socle Kabyle et les formations du flysch massylien, et celles de la couverture sédimentaire.



Figure. II. 10 : Photo illustrant les plissements N-S visibles dans les formations du flysch massylien.



Figure. II. 11 : Photo illustrant les plissements E-W visibles dans les formations du flysch massylien.

c. Déformations cassantes

Elles sont marquées par les rejets de grands accidents tectoniques d'ampleur régionale, animées par des déplacements faibles et horizontaux (décrochements), **Figure.II.12**. Les directions dominantes de ces accidents sont : N-S, E-W, NE-SW, et NW-SE, et affectent aussi bien le socle Kabyle que les formations récentes.

Ces accidents ont engendrés des dislocations, et le broyage des formations affectées. Un intense réseau de fracturation à accompagné ces grands accidents tectoniques.

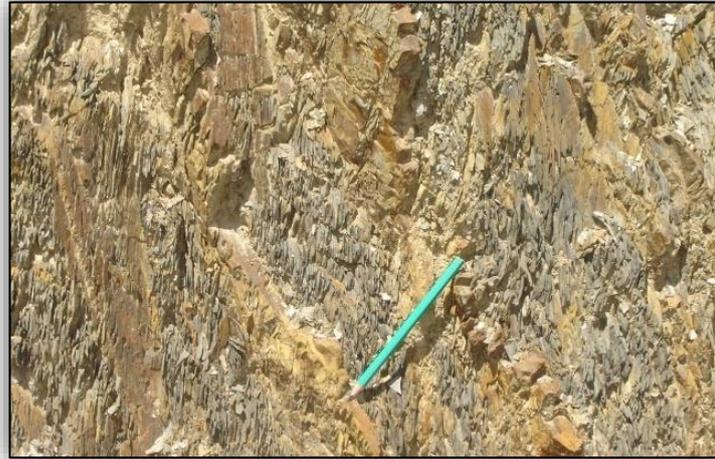


Figure. II. 12 : Photo illustrant les déformations cassantes visibles dans les formations du flysch massylien.

II.6.Sismotectonique

II.6.1. Aperçu sismique

La région de Jijel est située dans une région sismique classée (d'après **Bockel,1999**), comme région pouvant subir des secousses supérieures à l'intensité 8, les épicentres de la plupart des secousses ressenties sont localisées entre Béjaia et Sétif dans la zone des Bibans et des Babors. Cet axe sismique paraît présenter une activité qui s'atténue vers l'Est, où les structures en nappes viennent buter sur les contreforts du socle.

Les données historiques relatives à la sismicité font état d'un évènement majeur survenu le **21 Août 1856** au large de Jijel (ex.Djedjelli). Les autres foyers sismiques sont situées à plus de 50Km du côté Est du barrage d'El-Agrem.

Les études les plus récentes réalisées par **Yelles et al (1999)** montrent l'existence d'une faille supposée active dans la zone de la pente continentale au large de Jijel.

Le séisme est traité comme une action accidentelle.

II.6.2. Règles parasismiques Algériennes (RPA)

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2008) le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante **Tableau. II. 3** :

Tableau. II. 4 : Zones de différentes sismicités.

Zone	Sismicité
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone IIa et IIb	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité très élevée

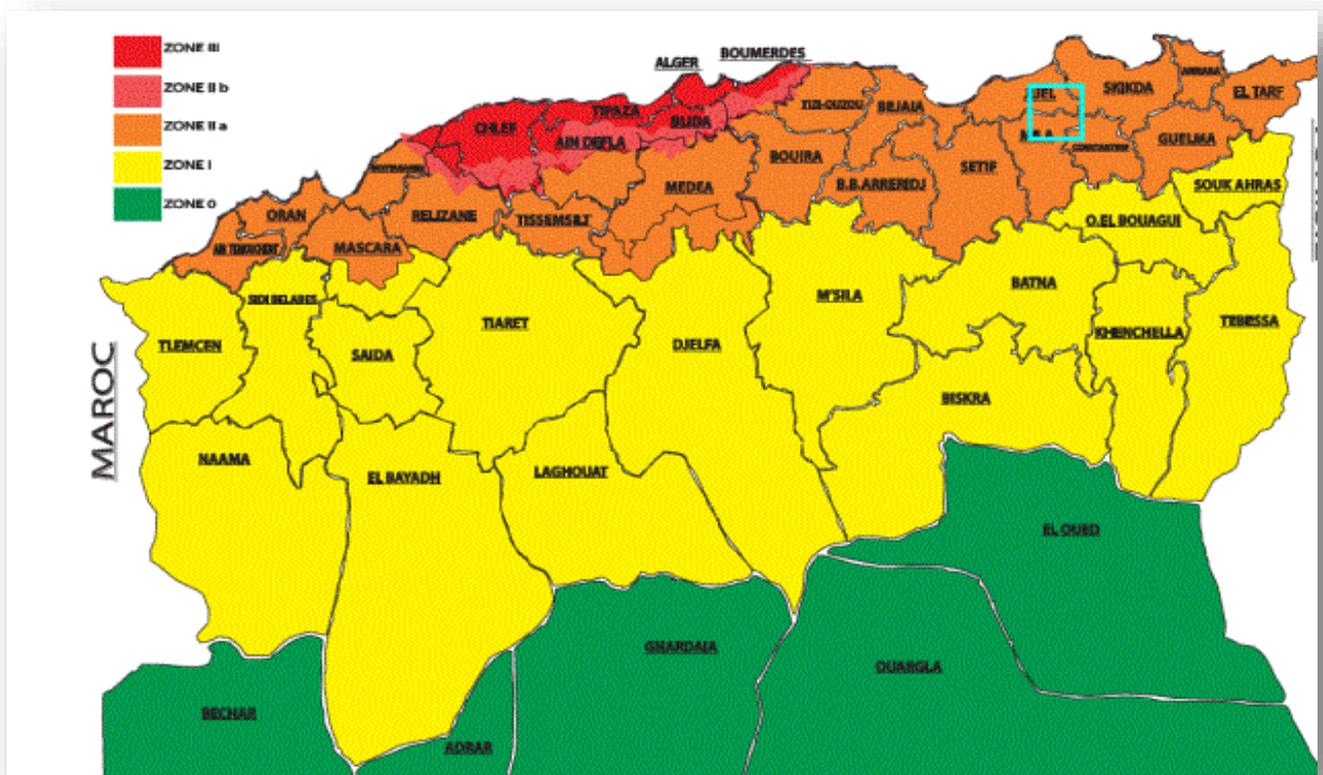


Figure. II. 13 : Carte de zonage sismique du territoire national (RPOA 2008).

D'après la carte du zonage sismique **Figure. II.13** la wilaya de Jijel fait partie de la zone (IIa) de moyenne sismicité. Elle a connue un évènement majeur survenu le **21 Août 1856** au large de Jijel (ex.Djedjelli). Le dernier séisme ressenti dans la région est celui de Texenna (**2009**).

Cependant, la présence de grands accidents tectoniques dans la région de Jijel fait augmenter le risque sismique. En effet, des secousses peuvent être engendrées par les réajustements tectoniques des grands accidents affectant la région (**H.Kherrouba, 2008**).

La classe des ouvrages rentre dans le groupe des ponts « 1 » **Tableau. II. 5**.

Tableau. II. 6 : Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008).

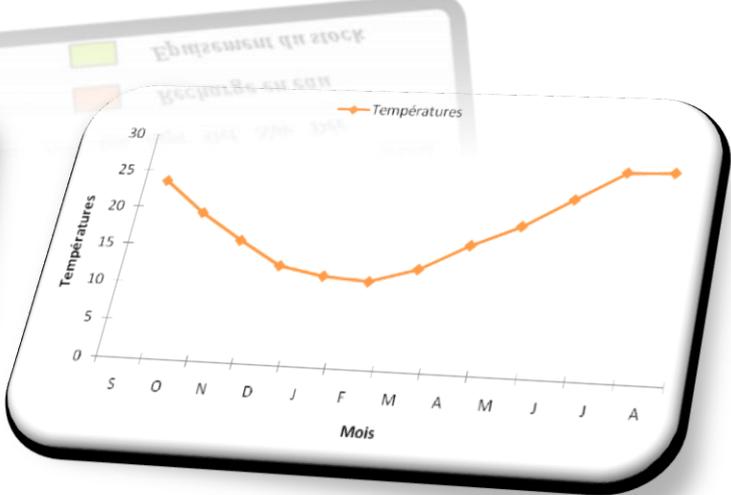
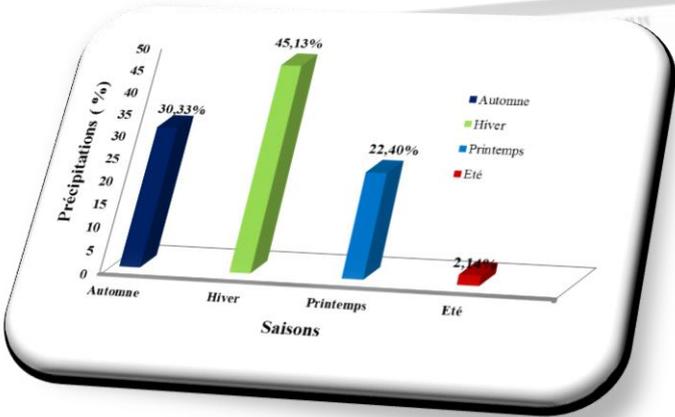
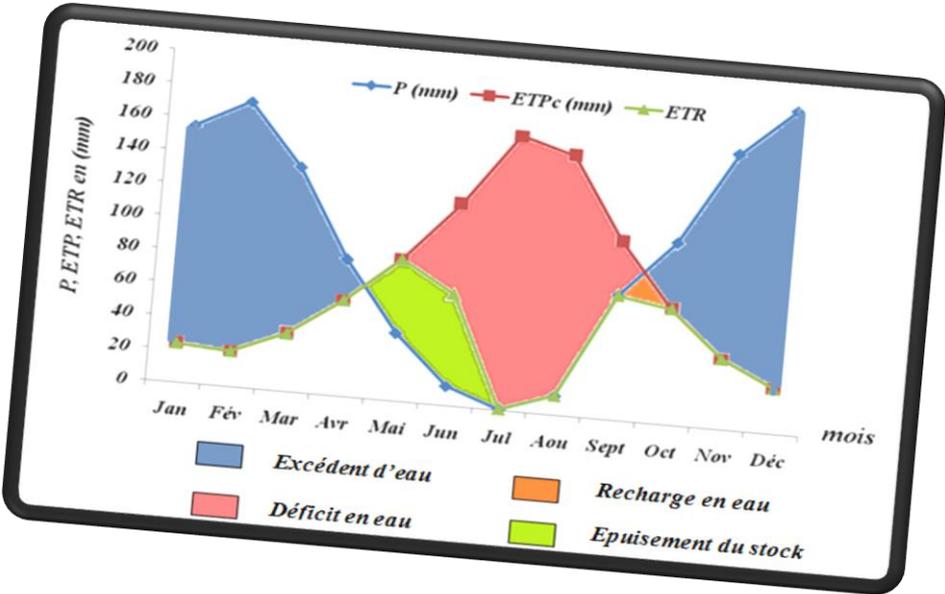
Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Comme indiqué dans la norme RPOA 2008, les sites peuvent être classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- Catégorie S1 : site rocheux
- Catégorie S2 : site ferme
- Catégorie S3 : site meuble
- Catégorie S4 : site très meuble

Par ailleurs, la classification des sites pourrait envisager les valeurs moyennes harmoniques des caractéristiques mécaniques, mesurée au moyen d'essais réalisées sur site ou en laboratoire.

Synthèse hydroclimatologique



III.1. Introduction

Les reconnaissances hydro-climatologiques appliquées aux études de génie géologique sont indispensables pour compléter les reconnaissances géotechniques. Elles permettent de savoir avec plus de précision les propriétés des sols, et leur comportement vis-à-vis de l'eau. Cela se fait par le traitement et l'analyse des éléments climatiques où nous avons principalement les précipitations et les températures. Ceci va permettre de schématiser le fonctionnement du système hydro-climatologique et son influence sur le comportement du sol dans le secteur étudié.

La prise en compte des particularités climatiques locales est essentielle pour le choix des matériaux à employer dans tous types de construction et aussi dans la conception des ouvrages.

III.2. Analyse des caractéristiques hydro-climatiques

L'estimation de la quantité d'eau imprégnant la région étudiée est indispensable, car l'action de l'eau sur le sol se manifeste par plusieurs façons. La source principale de cette eau provient des précipitations liquides (pluviométrie). Aux précipitations s'ajoutent d'autres facteurs climatiques à savoir la température et l'évapotranspiration réelle, paramètres nécessaires à tout essai de bilan hydrologique.

Le manque des stations hydro-climatologiques au niveau de la région d'étude, nous a contraint d'opter pour le choix et le traitement des données les plus proches de notre zone étudiée. Les stations météorologiques du barrage El-Agrem et celle du Col de Fedoulès dont les coordonnées géographiques sont représentées dans le **Tableau III.1**, ont été prises en considération dans l'analyse des caractéristiques climatiques de notre travail.

Tableau. III. 1 : Caractéristiques des stations pluviométriques voisines de la région d'étude (ANRH, 2018).

Nom station	Code station	Longitude	Latitude	Pluies moyennes annuelles (mm)	Période d'obs. (années)
Barrage El-Agrem	03 03 03	05° 50' 11"	36° 44' 06"	1155,6	50
Col de Fedoulès	03 04 03	557 E	3633 N	966,6	50

III.2.1. Précipitations

Les précipitations englobent tous les eaux météoriques qui tombent sur la surface de la terre, tous se produisent sous différentes formes, liquide ou solide.

Les précipitations liquides comprennent essentiellement les pluies, les bruines et les précipitations "occultes" comme la condensation et la rosée, dont le rôle hydrologique peut être considérable dans certaines conditions. Au contraire de ce type de précipitations immédiatement intégrées dans le cycle de l'eau, les précipitations solides, essentiellement la neige, peuvent séjourner quelques jours à la surface du sol avant de fondre et d'être de nouveau reprises dans le cycle de l'eau.

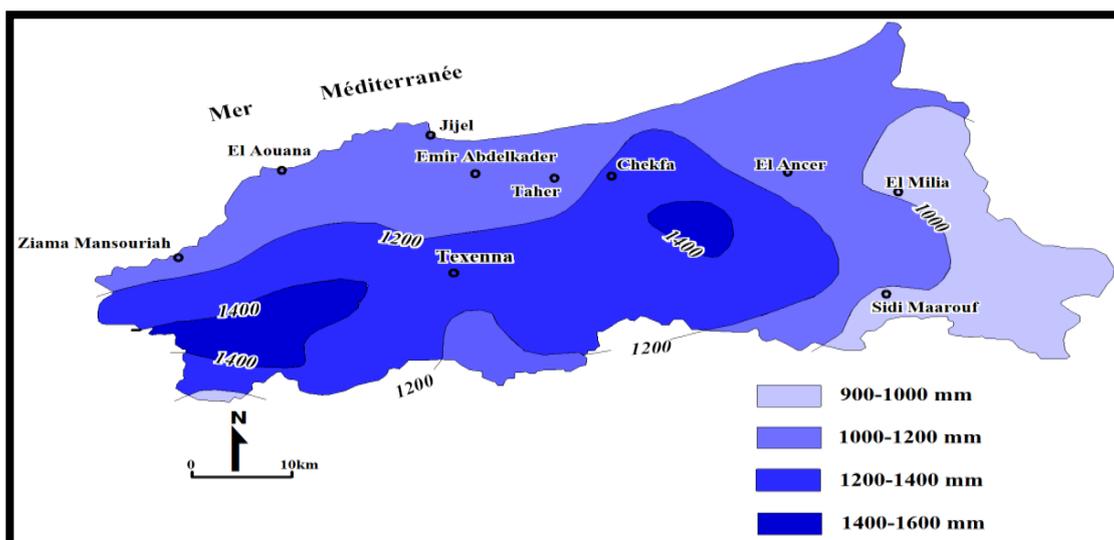


Figure. III. 1 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996).

➤ Estimation des précipitations à partir des données des stations pluviométriques

Les données de la station météorologique du barrage El-Agrem montrent que la région de Texenna reçoit annuellement de **1155,6 mm**. Alors que la station du col de Fedoulès indique une moyenne de **966,6 mm** par an pour la région de Djimla.

La variation des principaux paramètres permet de définir le régime pluviométrique de la région : quantité de pluie annuelle, quantité de pluie mensuelle, et saisonnière.

a) Variations mensuelles

La répartition mensuelle des précipitations durant l'année et ses variations conditionnent (avec les facteurs thermiques et lithologiques), l'écoulement et le régime des cours d'eau, ainsi que des nappes alluviales. Le **Tableau III.2** donne les moyennes mensuelles de la période (2004-2014) pour les deux stations pluviométriques.

Tableau. III. 2 : Moyennes mensuelles des précipitations
(Stations du barrage El-Agrem, et du Col de Fedoulès, période, 2004-2015).

Mois Station	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
Barrage El-Agrem	75,2	109,5	165,8	194,7	154,6	171,9	135,6	82,3	41	11,9	1	11,8	1155,6
Col de Fedoulès	56,7	80,8	142,7	170,9	148,1	96,0	120,7	89,8	44,5	6,9	0,3	9,2	966,6

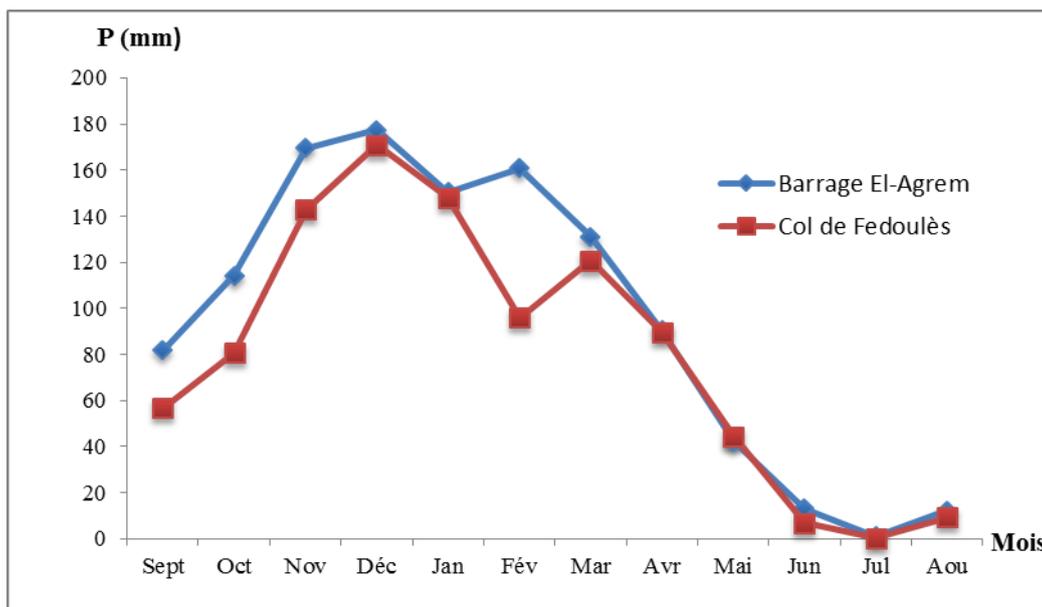


Figure. III. 2 : Courbes exprimant les moyennes mensuelles des précipitations. (Stations du barrage El-Agrem, et du Col de Fedoulès, période, 2004-2015)

On remarque que :

Toutes les stations donnent un maximum pluviométrique durant les mois de Novembre, Décembre, et Janvier **Figure. III. 2**.

b) Variations saisonnières

Tableau. III. 3 : Taux des Précipitations saisonnières en (mm), (%) (Stations du barrage El-Agrem, et du Col de Fedoulès, période, 2004-2015).

Station \ Saisons	Hiver	Automne	Printemps	Eté	Total
	Col de Fedoulès	415	280,20	255	16,40
	41,22	27,83	25,33	1,63	100 %
Barrage El-Agrem	521,50	350,50	258,90	24,70	1155,6 mm
	45,13	30,33	22,40	2,14	100%

A partir du **Tableau III.3**, on remarque que dans les deux stations, l'ordre est le même. En effet, nous avons du plus fort au plus faible taux de précipitations la succession suivante : Hiver, Automne, Printemps, Eté **Figure. III. 3 et Figure. III. 4**.

C'est en Hiver que la région d'étude enregistre le plus fort taux (45%) et même plus, de sa pluviométrie annuelle.

On remarque que presque la moitié de la lame reçue dans la région étudiée se manifeste en Hiver. Ainsi l'alimentation des cours d'eau et des nappes souterraines par les précipitations est donc considérable en saison hivernale.

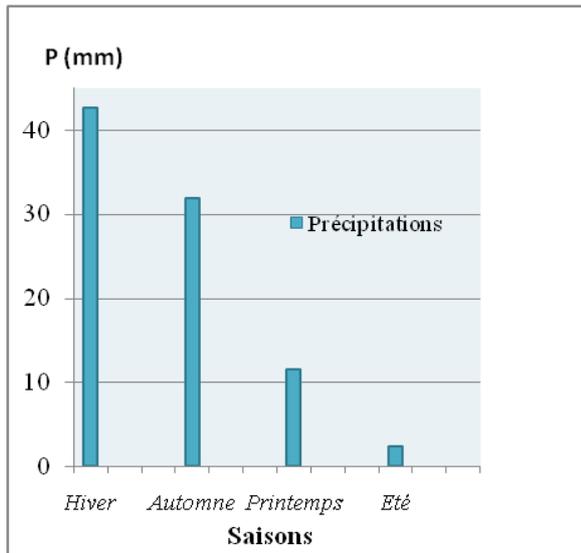


Figure. III. 3 : Répartition saisonnière de la pluie enregistrée à la station du barrage El-Agrem ; période (2004/2014).

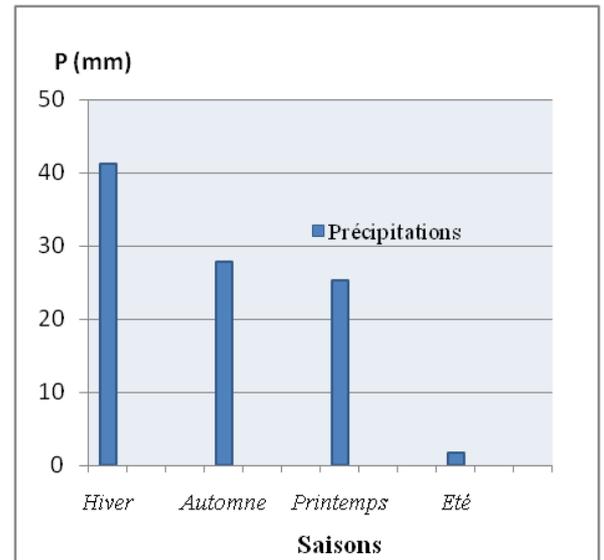


Figure. III. 4 : Répartition saisonnière de la pluie enregistrée à la station du Col de Fedoulès ; période (2004/2014).

➤ **Estimation des précipitations moyennes annuelles**

L'étude des précipitations moyennes annuelles s'est effectuée à partir des données récentes de la série qui s'étend de (2004-2015) pour la station du barrage El-Agrem.

Les données de la station météorologique du barrage El-Agrem montrent que la région de Texenna reçoit annuellement 1155,6 mm/an. La variation des principaux paramètres permet de définir le régime pluviométrique de la région : quantité de pluie annuelle, quantité de pluie mensuelle et saisonnière. Le Tableau ci-dessous donne les moyennes mensuelles des précipitations de la station du barrage El-Agrem pour la période (2004-2015).

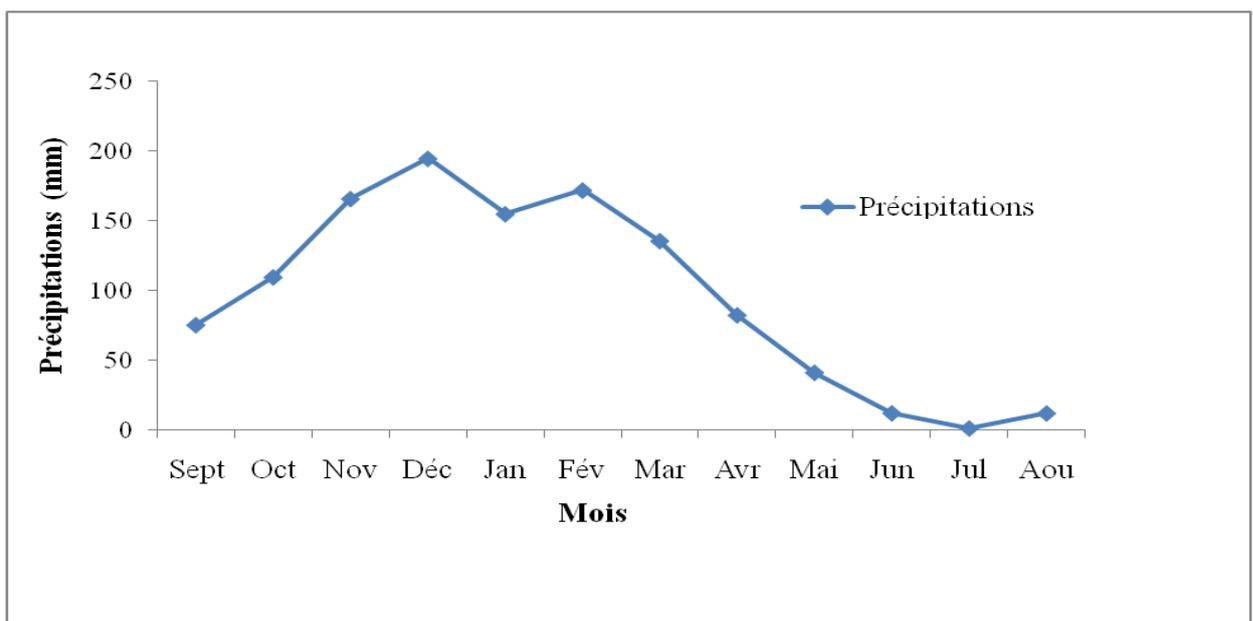


Figure. III. 5 : Distribution de la pluviométrie moyenne mensuelle (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).

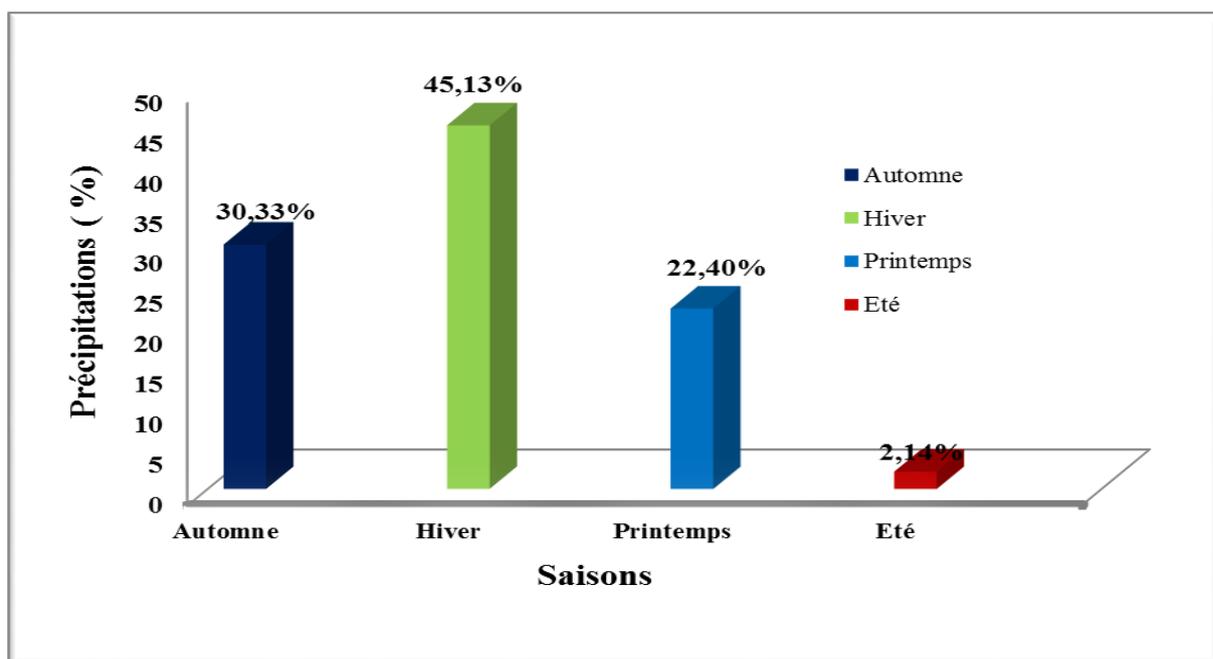


Figure. III. 6 : Répartition de la pluviométrie saisonnière
(Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015)

D'après les résultats obtenus *Figure. III.6, Figure III.5*, nous constatons que Décembre est le mois le plus pluvieux, par contre Juillet est le mois le plus sec. En général, l'évolution des précipitations dans le temps est croissante d'Août à Décembre.

-La saison la plus pluvieuse est l'hiver avec des précipitations de l'ordre de 521,5mm, soit 45,13% des précipitations annuelles.

-La saison la plus sèche est l'été avec des précipitations de l'ordre 24,7 mm, soit 2,14 % des précipitations annuelles.

III.2.2. Températures

La température est l'un des facteurs influençant sur le bilan hydrologique et permet l'estimation de l'évapotranspiration. Le *Tableau.III.4* et la *Figure.III.6* représentent la répartition des températures moyennes mensuelles pour la période 2004-2015 au niveau de la station du barrage El-Agrem.

Tableau. III. 4 : Distribution des températures moyennes mensuelles et saisonnières
(Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Températures moyennes mensuelles et saisonnières (C°)	23.65	19.49	16.01	12.90	11.80	11.35	13.21	16.58	19.32	23.07	26.84	27.00
	Automne			Hiver			Printemps			Eté		
	19.72			12.02			16.37			25.64		
Température moyenne en (C°)	18,48											

Les valeurs affichées au **Tableau III.4** donnent une température moyenne annuelle de 18°C avec comme valeur maximale de 27 °C enregistrée au mois d’Août, la minimale quant à elle revient au mois de Janvier et Février, elle vaut 11°C.

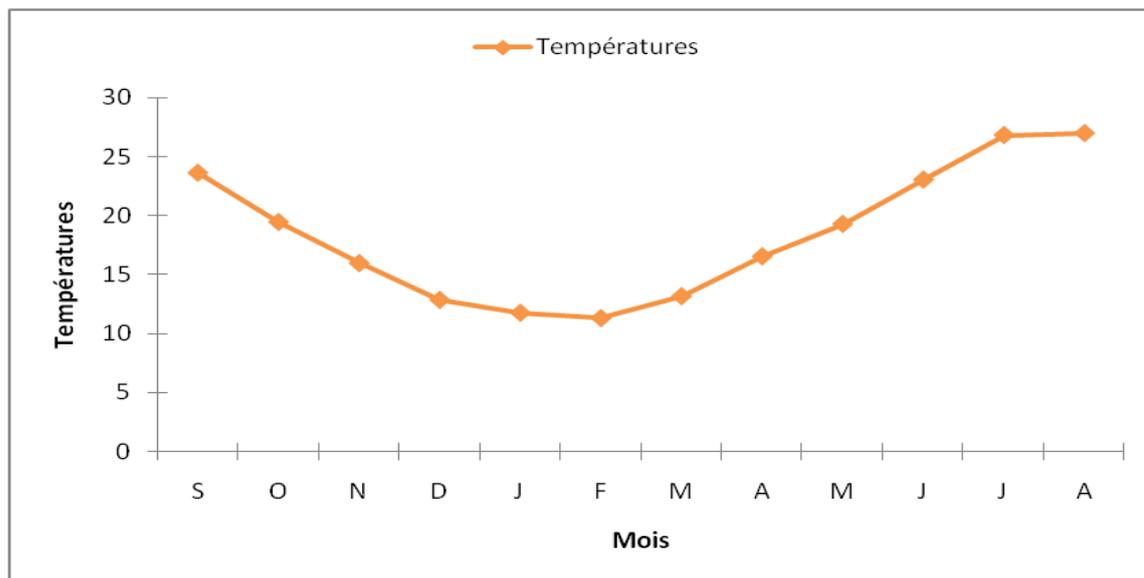


Figure. III. 7 : Distribution des températures moyennes mensuelles (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).

En ce qui concerne les températures saisonnières, la saison la plus froide correspond à l’hiver, elle a comme valeur moyenne 12°C. La saison la plus chaude correspond à l’été, la valeur moyenne en cette période de l’année vaut de 25°C.

III.2.3. Graphique ombrothermique

Le diagramme ombro-thermique est établi selon la règle de Gausсен et Bagnoulis, ce diagramme est dressé selon le rapport des précipitations sur les températures (P/T).

Gausсен et Bagnoulis, (1953) définissent la saison sèche comme étant l’ensemble des mois où totale mensuelle des précipitations est inférieure ou égale au double de la température moyenne mensuelle ($P < 2T$). Les données sont regroupées dans le Tableau suivant :

Tableau. III. 5 : Données moyennes mensuelles des précipitations et des températures (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sept	Oct	Nov	Déc
P moy (mm)	154,90	171,90	135,60	82,30	41,00	11,90	1,00	11,80	75,20	109,50	165,80	194,70
T moy (C°)	11,80	11,35	13,21	16,58	19,32	23,07	26,84	27,00	23,65	19,49	16,01	12,90
P/T	3,18	5,62	10,36	15,09	13,13	15,15	10,26	4,96	2,12	0,52	0,04	0,44

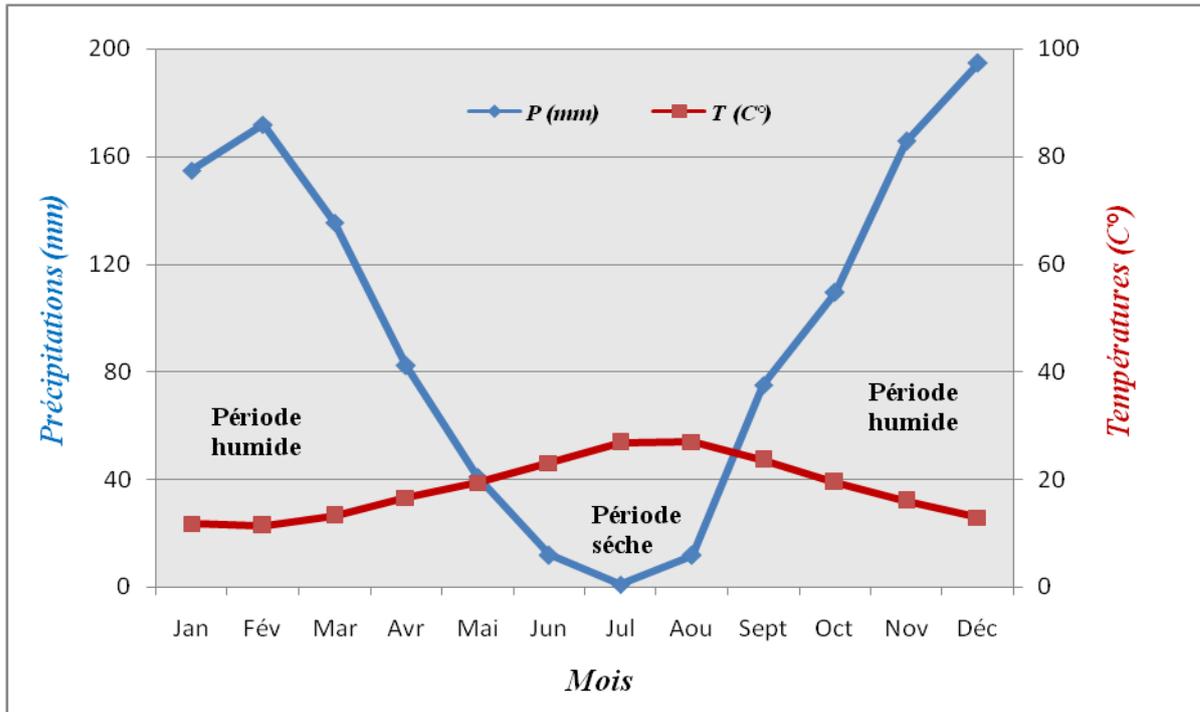


Figure. III. 8 : Diagramme ombrothermique
(Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).

D'après le graphique de la **Figure III.8** on peut déduire ce qui suit :

- La période humide ou hivernale débute au mois de septembre et s'étale jusqu'à la fin du mois de mai.
- La période sèche ou période déficitaire s'étale entre la fin du mois mai et va jusqu'au début du mois de septembre.

III.2.4. Bilan hydrologique

L'établissement d'un bilan hydrologique est indispensable pour l'évaluation des réserves d'eau transmise ou emmagasinée dans une région. Il est représenté par la formule suivante :

$$P = ETR + R + I + Wa$$

Avec :

P : précipitations moyennes annuelles en mm.

ETR : évapotranspiration réelle en mm.

I : infiltration en mm.

Wa : variation des réserves (négligeable).

R : ruissellement, mm

Ce bilan s'effectue sur une année hydrologique, avec une période de 12 mois.

III.2.4.1. Evapotranspiration potentielle ou ETP

L'évapotranspiration potentielle (**E.T.P**) correspond à l'évapotranspiration d'une surface qui serait suffisamment approvisionnée en eau pour évaporer la quantité d'eau maximale permise par les conditions climatiques.

Quantité maximale d'eau susceptible d'être perdue en phase vapeur, sous un climat donné.

On utilise la formule suivante proposée par Thornthwaite pour le calcul de l'ETP :

$$ETP = 16. \left(\frac{10.T}{I} \right)^a$$

Avec :

ETP : évapotranspiration potentielle non corrigée, mensuelle en mm pour **1** mois avec durée d'ensoleillement de **12** heures.

T : Températures moyennes mensuelles en C°.

I : indice thermique annuel égale à la somme des indices mensuels des 12 mois de l'année :

$$I = \sum_i^{12} i$$

i : indice thermique mensuelle d'où : $i = \left(\frac{T}{5} \right)^{1,514}$

a : exposant climatique calculé à partir de la formule suivante : $a = 0,016 (I) + 0,5$

L'évapotranspiration potentielle mensuelle corrigée en mm est obtenue à partir de la formule suivante :

$$ETP \text{ corrigée} = ETP. K$$

Avec ; **K** : Coefficient d'ajustement de la formule de Thornthwaite en fonction de l'altitude.

Tableau. III. 6 : Valeurs de l'ETP Calculées par la formule de Thornthwaite (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
P (mm)	75,20	109,50	165,80	194,70	154,90	171,90	135,60	82,30	41,00	11,90	1,00	11,80	1155,6
T (C°)	23,65	19,49	16,01	12,90	11,80	11,35	13,21	16,58	19,32	23,07	26,84	27,00	18,44
i	10,51	7,84	5,82	4,20	3,67	3,46	4,35	6,14	7,74	10,13	12,73	12,85	89,45
ETP	104,61	72,00	49,24	32,45	27,32	25,34	33,97	52,68	70,79	99,71	133,56	135,11	836,78
K	1,03	0,97	0,86	0,84	0,87	0,85	1,03	1,10	1,21	1,22	1,24	1,16	
ETPc (mm)	107,75	69,84	42,35	27,26	23,77	21,54	34,99	57,95	85,65	121,65	165,62	156,72	915,09

La valeur obtenue de l'évapotranspiration potentielle annuelle est de 836,78 mm pour un indice thermique annuel de 89,45. Nous notons qu'elle est largement inférieure aux précipitations qui sont de l'ordre de 1155,6 mm.

III.2.4.2. Évapotranspiration réelle ou ETR

Somme des quantités de vapeur d'eau évaporées par le sol et par les plantes quand le sol est à une certaine humidité et les plantes à un stade de développement physiologique et sanitaire spécifique.

La méthode de Thornthwaite permet d'établir un bilan hydrologique mensuel et donne pour chaque mois les paramètres suivants :

- ✓ L'évapotranspiration réelle (**ETR**).
- ✓ La réserve facilement utilisable contenue dans le sol (**RFU**).
- ✓ Le déficit agricole (**Da**) ; ($Da = ETP - (P + RFU)$)
- ✓ L'excédent (le ruissellement à l'échelle du bassin versant) (**EX**)

Le principe de raisonnement est le suivant :

- Si $P > ETP \rightarrow ETR = ETR$, la quantité d'eau qui reste ($P - ETR$) va alimenter la **RFU** jusqu'à son maximum (100 mm).
- Pour un mois $P < ETP$, et Si $\begin{cases} P + RFU > ETP \rightarrow ETR = ETP \\ P + RFU < ETP \rightarrow ETR = P + RFU \end{cases}$
- Lorsque $P < ETP$ et $RFU = 0$ $ETR = P$

On commence le calcul du bilan par le mois de Septembre où on considère que la RFU est nulle.

Tableau. III. 7 : Résultats de calcul de l'évapotranspiration réelle selon Thornthwaite (Station du barrage El-Agrem, période 2004/2015)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P (mm)	75,20	109,50	165,80	194,70	154,90	171,90	135,60	82,30	41	11,90	1,00	11,80	1155,60
ETPc (mm)	107,75	69,84	42,35	27,26	23,77	21,54	34,99	57,95	85,65	121,65	165,62	156,72	915,09
P-ETPc	-32,55	39,66	123,45	167,44	131,13	150,36	100,61	24,35	-44,65	-109,75	-164,62	-144,92	
RFU	0	39,66	100	100	100	100	100	100	55,35	0	0	0	
EX (mm)	0	0	123,45	167,44	131,13	150,36	100,61	24,35	0	0	0	0	
D.A	32,55	0	0	0	0	0	0	0	0	54,40	164,62	144,92	396,49
ETR	75,2	69,84	42,35	27,26	23,77	21,54	34,99	57,95	85,65	67,25	1,00	11,80	518,60

L'évapotranspiration réelle calculée est de l'ordre de **518,60 mm** ; d'où **44,87%** des précipitations.

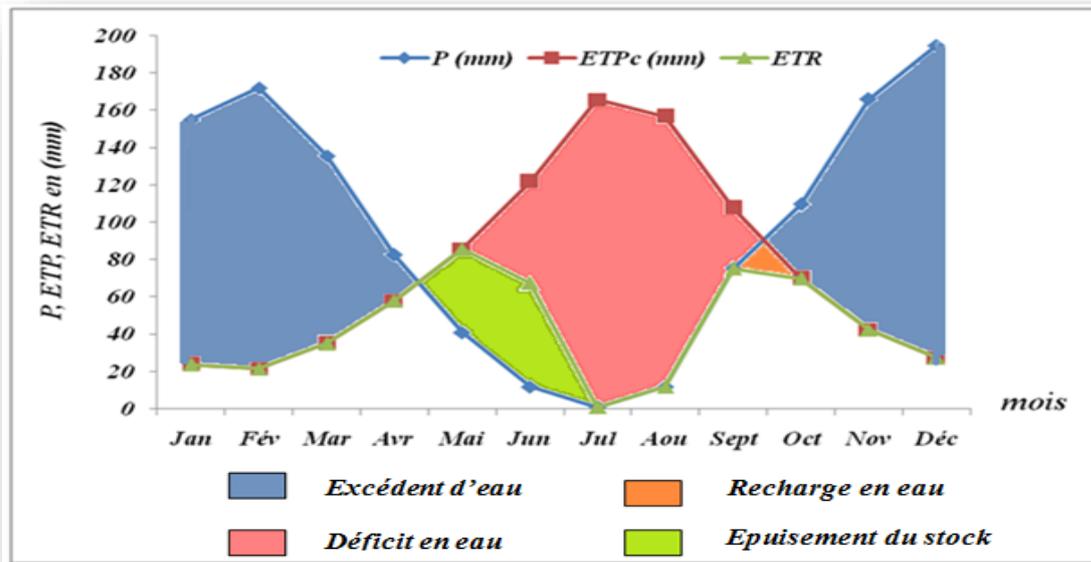


Figure. III. 9 : Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite.

L'examen du graphique de la **Figure III.9** permet d'établir les constatations suivantes

- La période hivernale s'étale du mois d'octobre au mois d'avril, durant laquelle les précipitations liquides très abondantes sont supérieures à l'évapotranspiration. Les pluies tombées servent en premier lieu à alimenter les réserves, cela continue jusqu'au mois de novembre. A partir de ce mois le plein des réserves est atteint, l'excédent d'eau va donc s'écouler. Les ruissellements atteignent leur maximum au mois de décembre.
- La période estivale s'étale du mois de mai au mois de septembre, c'est une période déficitaire avec une valeur annuelle de 396 mm où les précipitations sont très faibles à pratiquement nulles. L'évapotranspiration est élevée (518,60 mm), les infiltrations sont nulles, les réserves sont épuisées et les cours de ruissellement sont asséchés.

III.2.4.3. Estimation du ruissellement et de l'infiltration

Il est important de connaître la quantité d'eau ruisselée sur le bassin versant topographique et la quantité d'eau infiltrée dans les aquifères contenues dans ce bassin pour estimer les réserves en eau pour différents besoins.

Pour le calcul des ruissellements et des infiltrations on utilise :

Evapotranspiration potentielle.	ETP = 836,78 mm.
Précipitations moyennes annuelles.	P = 1155,6 mm.
Evapotranspiration réelle.	ETR = 518,6 mm

a) Ruissellement

La lame d'eau ruisselée est estimée à partir de la formule **Numer Chuck**, son expression est comme suit :

$$R = P^3 / 3$$

Avec :

R : ruissellement en (mm).

P : précipitations moyennes annuelles.

$$R = (1,1556)^3 / 3 \quad \text{donc : } R = 0,514 \text{ m} \quad R = 514 \text{ mm}$$

$$R(\%) = (R \times 100) / P = (514 \times 100) / 1155,6 \longrightarrow R = 44,47\%$$

La valeur du ruissellement (R) obtenue est de 514 mm, correspondant à 44,47% des précipitations.

b) L'infiltration

Désigne le mouvement de l'eau pénétrant dans les couches superficielles du sol et l'écoulement de cette eau dans le sol et le sous-sol, sous l'action de la gravité et des effets de pression.

L'infiltration (I) est calculée par la formule suivante :

$$I = P - (ETR + R)$$

$$\text{Ce qui donne : } I = 1155,6 - (518,6 + 514) \longrightarrow I = 123 \text{ mm}$$

$$\text{En pourcentage : } I(\%) = (I \times 100) / P$$

$$I(\%) = (123 \times 100) / 1155,6 \longrightarrow I(\%) = 10,64\%$$

III.3. Conclusion

Après cette étude hydro climatologique de la région d'étude, les résultats obtenus sont les suivants :

- La région d'étude possède un climat méditerranéen tempéré avec un hiver pluvieux et froid et un été chaud .les précipitations durant la période (2004-2015) sont relativement peu importantes et elles sont de l'ordre de 1155,6 mm en moyenne annuelle, la température moyenne annuelle est de 18,44°C.

-L'évapotranspiration potentielle (ETP) et l'évapotranspiration réelle (ETR) déterminées par la méthode de Thornthwaite, sont respectivement égales à 836,78 mm et 518,6 mm.

-Le bilan hydrologique de Thornthwaite est dans son ensemble déficitaire.

-Le ruissellement (R) estimé par la formule de **Numer Chuck** est de 514 mm/an, soit 63,57% des précipitations moyennes annuelles.

-L'infiltration (I) est estimée de l'équation du bilan de l'eau, elle est de l'ordre de 123 mm/an, soit 10,64% des précipitations.

Reconnaitances géotechniques



IV.1.Introduction

Lors d'un projet de construction, tout constructeur doit (de manière à assurer la pérennité des futurs ouvrages) prendre en compte la nature des formations constituant le sous-sol du site de l'ouvrage projeté. Cette prise en compte permet d'adapter le projet au site envisagé, de définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité/coût.

Pour des raisons de compétence, la responsabilité des problèmes liés aux formations composant le sous-sol est transféré à un spécialiste, le géotechnicien, dont la mission porte généralement sur les points suivants :

- Détermination de la nature géologique et lithologique du site;
- Détermination des propriétés physiques et mécaniques des sols;
- Définition des aléas existants vis-à-vis des risques naturels
- Définition des types de fondations à envisager et évaluation des tassements sous les charges de l'ouvrage.

Le dimensionnement des fondations est basé sur les règles de calcul de capacité portante, relatives aux charges supportées par ces fondations. Dans le cadre de la mise en œuvre des ouvrages d'arts. Au bout de ce modeste travail, on a pu parcourir les différents types d'essais géotechniques nécessaires à la prévision du comportement du sol dans le processus de choix du système de fondation.

IV.2.Compagne de reconnaissances géotechniques

La campagne de reconnaissances géotechniques du site étudié a été élaborée et réalisée par le bureau d'étude **Rizzani de Eccher** en deux phases :

- Phase d'avant-projet détaillé (APD) comprenant **un (01)** sondage carotté et **un (01)** sondage pressiométrique.
- Phase d'exécution (EXE) comprenant **Six (06)** sondages carottés ; **Dix (10)** sondages pressiométriques et **Quatre (04)** essais de perméabilité.

IV.2.1.Essai in-situ

Plusieurs types d'essais et mesures in-situ peuvent être réalisées à différentes étapes de l'étude d'un ouvrage. Cela est fonction de plusieurs paramètres tels que : la nature des terrains de fondation, les problèmes géotechniques rencontrés, l'importance de l'ouvrage envisagé...etc.

Ils permettent de mesurer les caractéristiques physico-mécaniques des sols, en intégrant l'effet des discontinuités de ce dernier (**G. Degoutte; 1997**). Parmi ces essais on peut citer :

IV.2.1.1.Sondages carottés

Cinq (05) sondages carottés ont été réalisés dans le site étudié, avec une profondeur qui varie entre 0,6m et 35m. Ces sondages ont été implantés d'une manière à couvrir toute la superficie du site en vue de mettre en évidence les différentes couches constituant le terrain et de déterminer leurs épaisseurs.

La carte ci-dessous représente l'implantation de ces sondages carottés (**Figure. IV.1**).

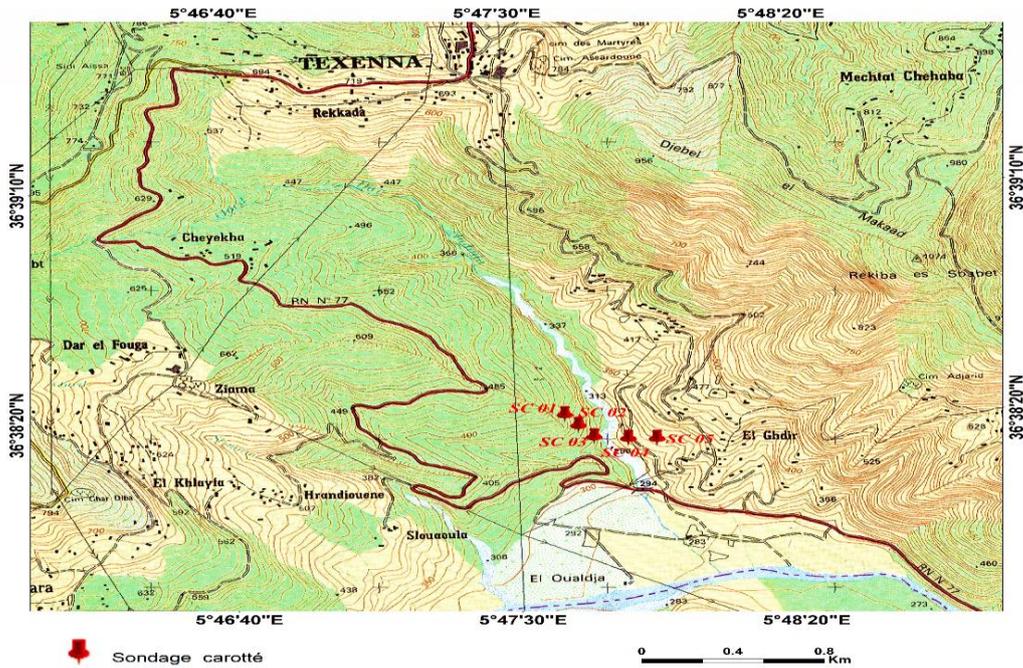


Figure. IV. 1 : Plan d’implantation des sondages carottés (Extrait de la carte topographique NJ-31-VI-42 Ouest Texenna 1/25000).

Les résultats obtenus par ces sondages carottés sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 1 : Résultats des sondages carottés (Rizzani de Eccher, 2015)

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Lithologie
SC 01	PK 28+880	0.00-0.60 m	Argile schisteuse, lâche brunâtre.
		0.60 - 4.00 m	Schiste broyé à matrice argilo-limoneuse intercalé avec des passages de quartzite.
		4.00 - 26.00 m	Calcaire marneux fracturé à cassure anguleuse oblique parfois peu oxydée de couleur grise bleuâtre à passages centimétriques de calcite.
		26.00 - 30.00 m	Calcaire marneux fracturé à cassure sub-arrondis à cause du broyage.
SC 02	PK 28+950	0.00 - 4.75 m	Remblai d’argile marneuse brun à marron friable de 0 à 1.5 m. Argile marneuse brunâtre raide parfois dure de 1.5 à 4.75 m (perte d’eau entre 0 à 3 m) des traces d’oxydations à 3.40 m.
		4.75 - 9.00 m	Marne grisâtre à bleuâtre peu plastique de 4.75 à 6 m et dure broyée de 6 à 9 m.
		9.00 - 10.00 m	Sable lâche brun.
		10.00 - 25.00 m	Calcaire marneux grisâtre à bleuâtre dur fracturé et broyé parfois avec un remplissage de quartz intercalé par des passages de sable et de calcaire broyé entre 14.90 – 15.35 m. 17.50 – 18.70 m 21.40 – 22.20 m et 23 – 23.50 m.

SC 03	PK 29+022	0.00 – 4.70 m	Argile carbonatée brunâtre dure avec des traces d'oxydation.
		4.70 – 7.40 m	Argile bleuâtre à grisâtre broyé.
		7.40 – 8.00 m	Argilite bleuâtre à grisâtre oxydé friable.
		8.00 – 30.00 m	Argilite bleuâtre à grisâtre plus ou moins altéré avec un remplissage de calcite.
SC 04	PK 29+117	0.00 – 6.30 m	Schiste marron grisâtre, altéré et fragile.
		6.30 – 15.00 m	Schiste bleu grisâtre, fortement fracturé et dure.
		15.00 – 35.00 m	Schiste bleu grisâtre, compacte et dure.
SC 05	PK 29+200	0.00 – 1.00 m	Terre végétale argilo-marneuse caillouteuse brunâtre.
		1.00 – 2.40 m	Argile à argile marneuse molle altéré de couleur gris jaunâtre.
		2.40 – 3.00 m	Marbre grisâtre à passages centimétriques de calcite.
		3.00 – 9.00 m	Marne compacte très fracturé de couleur gris bleuâtre parfois oxydé.
		9.00 – 30.00 m	Calcaire marneux fracturé grisâtre.



Figure. IV. 3 : Carotte obtenue lors du sondage N° 01.



Figure. IV. 2 : Carotte obtenue lors du sondage N° 02.



Figure. IV. 4 : Carotte obtenue lors du sondage N° 03.



Figure. IV. 5 : Carotte obtenue lors du sondage N° 04.



Figure. IV. 6 : Carotte obtenue lors du sondage N° 05

Par corrélation des logs de sondages obtenus, nous avons tracé la coupe lithologique suivante :

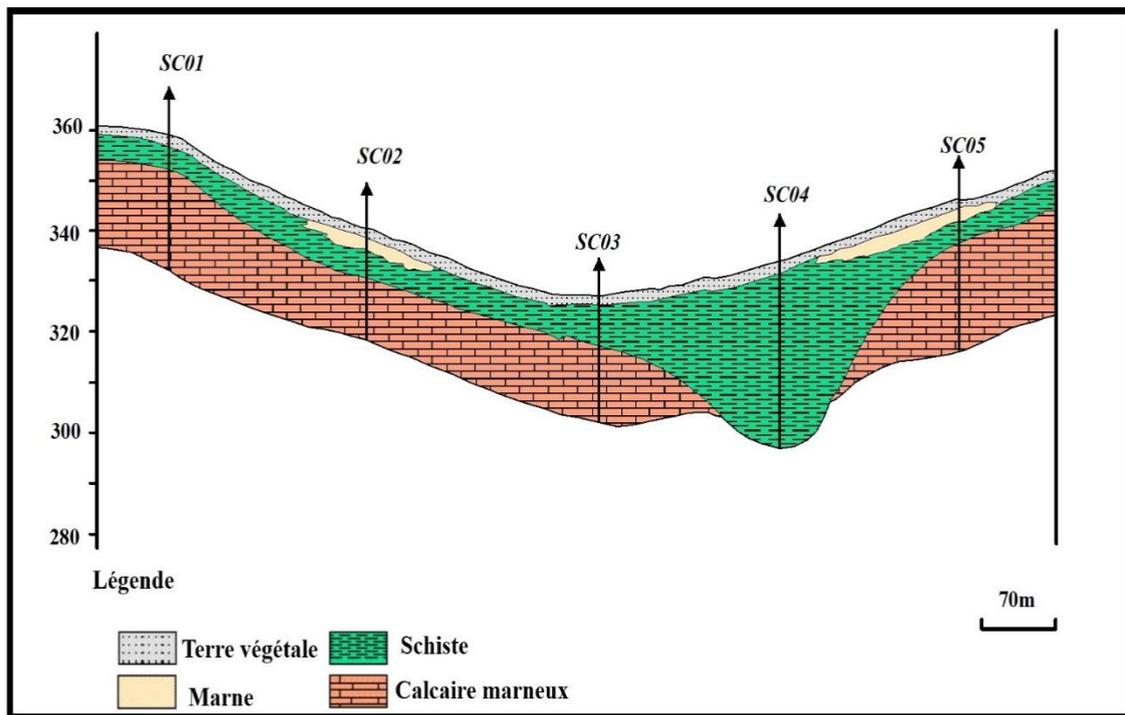


Figure. IV. 7 : Coupe lithologique du site étudié

A partir de la coupe lithologique du site étudié (*Figure. IV. 7*) établie sur la base de la corrélation entre les sondages carottés, cette dernière montre la superposition et la continuité des horizons schisteux et calcaireux. Au niveau des sondages SC 02 et SC 05 on note la présence des lentilles marneuses métriques discontinues.

Au droit du sondage SC 04, L'épaississement de la formation schisteuse correspond à un foisonnement par dédoublement de série dans la zone de cisaillement du flysch massylien.

IV.2.1.2. Sondages pressiométriques

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in-situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation.

Trois caractéristiques du sol sont notamment 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.

Le Tableau IV.2 donne les résultats des sondages préssiométriques réalisés sur le site d'étude:

Tableau. IV. 2 : Valeurs des sondages préssiométriques
(Rizzani de Eccher, 2015)

Sondage N°	PK	Profondeur du sondage en (m)	Profondeur d'essai en (m)	Pression limite P_L en (Mpa)	Pression limite E_{men} (MPa)	E_m/P_L	Lithologie		
SP 01	PK 28+880	03-7	3	1.39	6.46	4.68	Blocs et cailloux, enrobés dans une matrice fine argilo-marneuse		
			5	1.70	19.81	11.69			
			7	1.92	48.89	25.44			
		7-20	9	3.05	72.71	23.86	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux		
			11	2.37	45.93	19.39			
			14	2.18	50.08	23.01			
			17	2.01	36.87	18.35			
			20	2.05	51.66	25.19			
		3-21	23	2.15	51.76	24.06	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec niveaux de quartzite, grés fins et calcaires		
			26	3.27	31.97	9.79			
			29	2.52	29.63	11.79			
		SP 02	PK 28+922	3-21	3.0	0.66	4.45	6.71	Blocs et cailloux, enrobés dans une matrice fine argilo-marneuse
5.0	1.56				8.50	5.45			
7.0	2.77				44.20	15.97			
9.0	3.17				49.25	15.55			
11.0	3.57				34.5	9.67			
14.0	2.44				32.2	13.22			
17.0	2.94				55.81	18.96			
21.0	2.67				70.06	26.27			
21-25	24.0			3.93	96.69	24.58	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec niveaux de quartzite, grés fins et calcaires.		
SP 03	PK 28+956			2.5-17.5	2.5	1.59	6.51	4.10	Blocs et cailloux, enrobés dans une matrice fine argilo-marneuse
					4.5	1.65	26.71	16.17	
					6.5	2.56	112.36	43.96	
					8.5	2.9	66.62	22.95	
		11.5	4.16		117.34	28.23			
		14.5	3.40		75.42	22.16			
		17.5	2.77		29.91	10.8			
		17.5-24	20.5	3.16	104.00	32.89	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec niveaux de quartzite, grés fins et calcaires.		
			24.0	2.73	73.40	26.88			

SP 04	PK 28+991	3.00	3.0	1.74	36.53	21.03	Blocs et cailloux, enrobés dans une matrice fine argilo-marneuse.
		3.00-24	5.0	2.86	58.12	20.29	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec des niveaux de quartzite, grés fins et calcaires
			7.0	2.83	28.16	9.97	
			9.0	3.66	45.65	12.47	
			11.0	3.29	32.88	10.00	
			14.0	3.66	34.30	9.36	
			17.0	4.33	41.02	9.48	
			20.0	4.30	62.18	14.47	
24.0	2.68	27.69	10.34				
SP 05	PK 29+026	3.00	3.0	2.29	35.66	15.58	Pélites et argilites feuilletées
		3.00-24	5.0	2.75	44.73	16.26	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec des niveaux de quartzite, grés fins et calcaires
			7.0	2.92	63.39	21.73	
			9.0	4.14	96.30	23.25	
			11.0	3.92	34.80	8.88	
			14.0	4.58	85.92	18.78	
			17.0	2.88	50.09	17.40	
			20.0	2.43	73.64	30.32	
24.0	3.42	43.38	12.68				
SP 06	PK 29+061	3.00	3.0	2.33	43.38	18.59	Pélites et argilites feuilletées
		3.00-24	5.0	2.83	38.82	13.70	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec des niveaux de quartzite, grés fins et calcaires
			7.0	2.17	40.81	18.78	
			9.0	2.57	30.78	11.96	
			11.0	3.60	19.38	5.38	
			14.0	3.53	64.73	18.34	
			17.0	2.11	29.58	14.05	
			20.0	3.06	64.07	20.93	
24.0	2.86	47.29	16.56				
SP 07	PK 29+117	2.00	2.0	1.53	10.18	6.66	Pélites et argilites feuilletées
		2.00-4.00	4.0	8.36	413.07	49.43	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec des niveaux de quartzite, grés fins et calcaires
		4.00-35.0	6.0	8.34	362.05	42.97	Grés, quartzites, calcaires, calcaires marneux
			8.0	8.46	154.90	18.32	
			10.0	8.50	199.85	23.53	
			13.0	3.11	74.95	24.14	
			16.0	8.51	317.70	37.35	
			19.0	8.58	817.15	95.27	
			22.0	8.61	785.75	91.24	
			25.0	8.64	1011.52	117.10	
			28.0	8.69	642.04	73.92	
31.0	8.72	794.06	91.08				
35.0	8.48	903.68	106.62				

SP 08	PK 29+132	2.00-6.00	2.0	0.36	8.43	23.34	Pélites et argilites feuilletées	
			4.0	0.33	10.39	31.21		
			6.0	1.03	11.07	10.80		
		6.00-8.00	8.0	2.40	29.34	12.25	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec niveaux de quartzite, grés fins et calcaires	
			10.0	8.47	350.27	41.35	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux	
		8.00-25.00	13.0	8.51	867.08	101.90		
			16.0	8.54	481.96	56.44		
			19.0	8.58	559.72	65.27		
			22.0	8.62	447.17	51.87		
		25.0	8.66	649.31	74.97			
SP 09	PK 29+168	2.00-4.00	2.0	0.64	6.57	23.34	Pélites et argilites feuilletées	
			4.0	2.40	10.41	31.21		
		4.00-10.00	6.0	8.41	106.61	10.80	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux	
			8.0	8.44	198.11	12.25		
			10.0	8.46	201.21	41.35		
		10.00-16.0	13.0	3.52	124.15	101.90	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec des niveaux de quartzite, grés fins et calcaires	
			16.0	2.04	47.17	56.44	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux	
		16.0-25.0	19.0	8.57	292.13	65.27		
			22.0	8.62	292.13	51.87		
			25.0	8.65	278.45	74.97		
SP 10	PK 29+203	2.00-4.00	2.0	0.81	10.15	12.53	Pélites et argilites feuilletées	
			4.0	2.17	29.33	13.55		
		4.00-10.0	6.0	2.90	29.33	7.55	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux	
			8.0	4.21	21.87	7.54		
			10.0	3.41	31.73	10.01		
		10.0-13.0	13.0	3.16	142.77	45.14	Alternance de pélites, argilites feuilletées avec niveaux de quartzite, grés fins et calcaires	
		13.00-25.00	16.0	8.55	312.15	36.50	Grés, quartzites, calcaires et calcaires marneux	
			19.0	8.59	518.58	60.35		
			22.0	8.65	649.64	75.11		
			25.0	8.68	733.72	84.55		

Tableau. IV. 3 : Classification des sols d'après E_M/P_L d'après Ménard.

Type de sol	Valeur E_M/P_L
sols remaniées outriturée	$E_M/P_L < 5$
argiles sous-consolidées ou légèrement remaniées	$5 < E_M/P_L < 8$
argiles normalement consolidées	$8 < E_M/P_L < 12$
argiles légèrement sur consolidées	$12 < E_M/P_L < 15$
argiles sur consolidées.	$E_M/P_L > 15$
sables et graviers immergés	$6 < E_M/P_L < 8$
sables, sables et graviers secs et serrés	$E_M/P_L > 10$

D'après les Règles Parasismiques Algériennes (RPOA 2008), les sites peuvent être classés en quatre (04) catégories selon les propriétés mécaniques des sols qui les constituent. (**Tableau. IV.4**)

Tableau. IV. 4 : Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA 2008)

Catégorie	Description	P_L (MPa)	E_M (Mpa)
S1	Rocheux (a)	>5	>100
S2	Ferme	sable/gravier	>2
		argile	>25
S3	meuble	sable/gravier	1-2
		argile	0.5-2
S4	très meuble	sable/gravier	<1
		argile	<0.5

❖ Interprétation des résultats :

- D'après la classification de Ménard basée sur le rapport E_M/P_L le sol est de type : Argiles sur-consolidées.
- D'après la norme RPOA 2008 basé sur la valeur du Module pressiométrique E_M et la pression limite P_L le site est classé :
 - ✓ Catégorie S1 (site rocheux) caractérisée par des calcaires marneux, qui sont bien représentés dans le sondage SP 07.
 - ✓ Catégorie S2 (site ferme) caractérisé par des Schistes, qui sont représentés dans la majorité des sondages préssiométriques (SP01, SP03, SP04, SP05, SP06, SP09, SP10).
 - ✓ Catégorie S3 (site meuble) caractérisé par des formations argileuses, qui sont représentés dans le sondage SP08.

IV.2.2. Essais de perméabilité

Les principaux essais de perméabilité réalisés en place sont :

a) Essai lugeon

L'essai lugeon du nom du géologue qui l'a inventé, est un essai en place réalisé en sondage, il est essentiellement destiné à évaluer les possibilités de circulation de l'eau dans une roche et dans le sol à déceler des hétérogénéités ou des fissurations. (NF P 94-131)

Lors de la phase d'exécution *quatre (04)* essais ont été réalisés, les résultats obtenus sont représentés dans le *Tableau* suivant :

Tableau. IV. 5 : Résultats d'essai lugeon (Rizzani de Eccher, 2015)

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Coefficient de perméabilité k (UL)	Lithologie
SC 02	28+950	11,7-18,7	2,91	Calcaire marneux
SC 03	29+022	16,5-22,5	3,51	Argilite bleuâtre
SC 04	29+117	35	0,32	Schistes
SC 05	29+200	19-26	2,29	Calcaire marneux

b) Essai Lefranc

L'essai d'eau lefranc est un essai en place qui permet de déterminer la valeur du coefficient de perméabilité (K) qui peut être nettement différente du coefficient de perméabilité en grand, il s'applique à tous les sols fins ou grenus sous la nappe d'eau. (NF P 94-132)

Tableau. IV. 6: Résultats d'essai Lefranc (Rizzani de Eccher, 2015)

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Coefficient de perméabilité k (m/sec)	Lithologie
SC 02	28+950	0,5	3,47E-03	Argile marneuse

D'après les résultats obtenus par ces deux essais de perméabilité, on peut dire que le massif rocheux encaissant se caractérise par une perméabilité faible à très faible de classe K3 à K4.

IV.3.Essais de laboratoire

Le long des sondages, des échantillons (intacts et remaniés) ont été prélevés pour la réalisation des essais de laboratoire nécessaires à la définition des caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux qui affleurent au niveau des fondations du viaduc (sols et roches). Sur les échantillons récupérés dans les sondages carottés, ont été exécutés les essais suivants : Limites d'Atterberg, essais pour la détermination des poids volumiques (humide et sec), teneur en eau, porosité et indice des vides, et l'essai de compression uni-axiale.

IV.3.1.Paramètres Physique des sols

Les résultats des paramètres physiques mesurés par (L.C.T.P, 2015) sont regroupés dans le Tableau suivant :

Tableau. IV. 7 : Caractéristiques physiques des sols (L.C.T.P, 2015)

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Lithologie	W %	γ_h (T/m ³)	γ_d (T/m ³)	γ_{sat}	Sr %
SC 03	29+022	0,56-1,92	Argile carbonatée brunâtre dure parfois schisteuse avec des traces d'oxydation	16,32	2,08	1,81	20,33	81,45
		11,62-17,55	Argile bleuâtre à gris plus au moins altérée avec un remplissage de calcite	15,7	2,03	1,76	22,87	78,64

D'après ce Tableau, on constate que les sols en place sont denses avec un poids volumique humide compris entre $2,08 \leq \gamma_h \leq 2,03 \text{ T/m}^3$, et un poids volumique sec qui varie entre $1,76 \leq \gamma_d \leq 1,81 \text{ T/m}^3$, une teneur en eau naturelle variant entre $15,7 \leq w \leq 16,32 \%$ ce qui indique que les sols sont dans un état légèrement humide, et un degré de saturation varie entre $78,64\% \leq Sr \leq 81,45\%$ montre que les sols sont partiellement saturés.

IV.3.1.1. Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg permettent d'identifier les sols par rapport à leur consistance ainsi que les différents états des sols, à savoir ; état plastique, état liquide et état solide (NF P 94-051/052).

On peut également connaître le type du sol et son état de plasticité à partir de la valeur de l'indice de plasticité, comme il est présenté dans les Tableaux IV.13 et IV.14 :

Tableau. IV. 8: État du sol d'après l'indice de plasticité (G,Sanglerat et J,Costet, 1983)

Indice de plasticité I_p	
$I_p > 7$	Sol de faible plasticité.
$7 \leq I_p < 17$	sol de plasticité moyenne.
$I_p > 17$	Sol de plasticité élevée.

Tableau. IV. 9: Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (G,Sanglerat et J,Costet, 1983)

Type du sol	Indice de plasticité I_p
Argile	$I_p > 30$
Argile limoneux	$20 < I_p < 30$
Limon	$10 < I_p < 20$
Sable limoneux	$5 < I_p < 20$
Sable argileux	$5 < I_p < 15$

Les limites d'Atterberg permettent de prévoir le comportement des sols en particulier sous l'action des variations de la teneur en eau. Les résultats des essais des limites d'Atterberg sont récapitulés dans le **Tableau .IV.10**

Tableau. IV. 10: Résultats des limites d'Atterberg (*L.C.T.P, 2015*)

Sondage N°	PK	Profondeur	Limites d'Atterberg				Classification
			WL(%)	WP(%)	IP(%)	Ic	
SC 03	29+022	0,56-0,98	33,55%	21,27%	12,08%	1.41	Argile Moyennement Plastique.
		1,52-1,92	34,47%	22,33%	12,14%	1.55	Argile Moyennement Plastique.
SC 04	29+117	1,0-1,20	44,33%	23,29%	21,14%	/	Argile Limoneuse à plasticité élevée.

Selon les résultats des essais des limites d'Atterberg, on obtient des valeurs des limites de liquidité comprises entre 33,55 et 44,33 % , des indices de plasticité comprises entre 12,08 et 21,14% et des limites de plasticité comprises entre 21,27 et 23,29%.

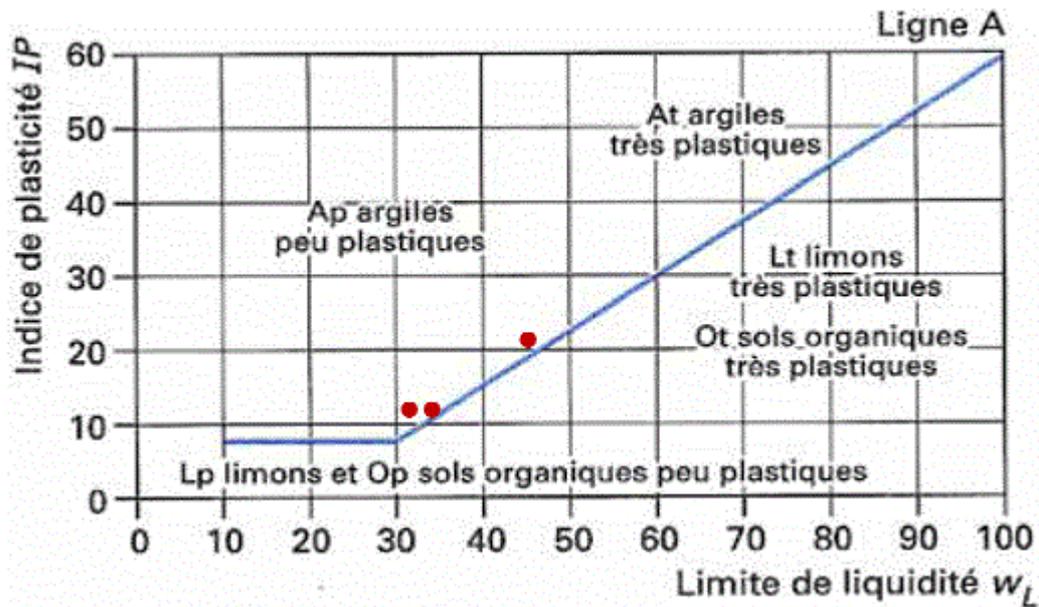


Figure. IV. 8 : Classification des sols étudiés selon l'abaque de plasticité de Casagrande,

La classification des sols fins réalisée à partir du diagramme de Casagrande basée sur la limite de liquidité WL et l'indice de plasticité Ip (**Figure.IV.8**), nous a permis de constater, que les points sont situés au-dessus de la droite A : $[IP = 0,73 (WL - 20)]$, ce qui caractérise respectivement une Argile peu plastiques (**AP**) de consistance dure.

IV.3.2. Essais Mécaniques

IV.3.2.1. Essai de résistance à la compression uni-axiale

La résistance en compression uni-axiale est utilisée en particulier en mécanique des roches pour l'étude d'ouvrages au rocher et pour la fourniture de matériaux d'enrochement.

L'essai est adapté aux roches dont la résistance à la compression uni-axiale est supérieure à 1 MPa. (*NFP 94-077*).

D'après la norme française *NFP 94-077* la qualification de la résistance de la roche en fonction de la résistance à la compression uni-axiale est présentée dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 11 : Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression uni-axiale.

Résistance à la compression uni-axiale (Mpa)	Qualification de la résistance
>200	Résistance très élevée
60 à 200	Résistance élevée
20 à 60	Résistance moyenne
6 à 20	Résistance faible
<6	Résistance très faible

Six (06) essais de résistance à la compression ont été réalisés, dont les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 12: Valeurs de la résistance à la compression (*L.C.T.P, 2015*)

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Lithologie	Résistance à la compression (Mpa)	Classification
SC 02	28+950	0,56-0,98	Calcaire marneux gris dur, fracturé	142,42	Résistance élevée
		1,52-1,92		156,36	
SC 03	29+022	11,26-11,53	Argile bleuâtre à grise plus au moins altérée avec un remplissage de calcite	108,64	Résistance élevée
		17,25-17,58		121,66	
SC 05	29+200	2,40-2,70	Marbre grisâtre à passage centimétrique de calcite	1465,98	Résistance très élevée
		12-12,25	Calcaire marneux fracturé, gris	142,22	Résistance élevée

A partir des résultats **Tableau IV.12**, on constate que les résistances à la compression uni-axiale augmentent avec la profondeur, elles sont supérieures à 100Mpa, caractérisant d'un massif compact avec des résistances élevées.

IV.4. Classification du massif rocheux

IV.4.1. L'indice GSI (Géological Strength Index)

Le GSI est un nombre sans dimension de Hoek et Brown (1995) sert à estimer la réduction de résistance du massif rocheux pour différentes conditions géologique, les deux **Tableaux IV.13 et IV. 14** présentent les valeurs de GSI, la nature lithologique, et la qualité du massif rocheux (Hoek et al, 1995).

Tableau. IV. 13 : GSI et qualité du massif rocheux (*Hoek et al, 1995*)

Valeur GSI	76-95	56-75	41-55	21-40	<20
Qualité du massif rocheux	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très Mauvaise

Dans notre cas, Le système GSI est calculé par la méthode directe, en utilisant le diagramme de Hoek. Les résultats obtenus sont reportés dans le Tableau qui suit :

Tableau. IV. 14 : Classification de la masse rocheuse du site étudié en fonction du GSI

Lithologie	Valeur GSI	Qualité du massif rocheux
Pélites et argilites quartzeux et calcaire.	20	Mauvaise
Grés, calcaires, et calcaires marneux fracturés.	38	Mauvaise
Pélites et argilites feuilletés et altères.	20	Mauvaise

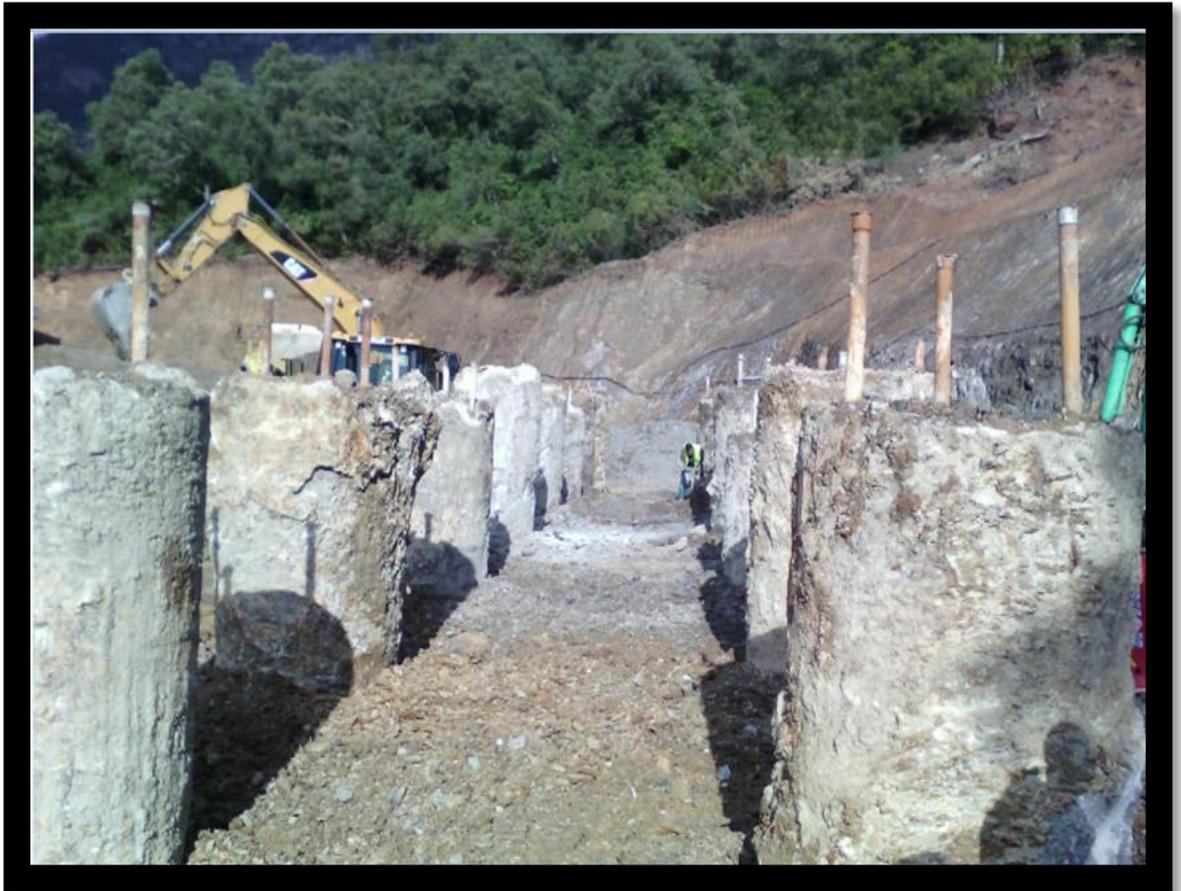
La majorité des valeurs obtenues du GSI Correspond à la classe 21-40, ce qui indique que la masse rocheuse du site du viaduc est de mauvaise qualité.

IV.4. Conclusion

A partir des résultats des essais in-situ et en laboratoire on peut conclure que :

- ✓ Les valeurs obtenues pour les caractéristiques physiques des sols caractérisent un sol moyennement dense, légèrement humide et partiellement saturé.
- ✓ Les valeurs de l'indice de plasticité (Ip) varient entre 1.41% 1.55 % indique qu'en est en présence d'une Argile peu plastique.
- ✓ A partir des résultats de compression uni-axiale, on constate que les résistances à la compression uni-axiale augmentent avec la profondeur, elles sont supérieures à 100Mpa, caractérisant un massif compact avec des résistances élevées.
- ✓ D'après les Règles Parasismiques Algériennes (RPOA 2008), les sites peuvent être classés en quatre (04) catégories selon les propriétés mécaniques des sols qui les constituent. le site d'étude est classé à la catégorie S2.
- ✓ Selon la classification GSI, la masse rocheuse du site du viaduc est de mauvaise qualité.

Dimensionnement des fondations profondes



V.1.Introduction

Une fondation se définit comme un élément qui assure la transmission et la répartition des charges d'un ouvrage vers le sol (poids propre d'ouvrage, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation). Elles représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

V.2.Description de l'ouvrage

La présente étude a pour but le dimensionnement et la justification de l'infrastructure de l'ouvrage d'art. 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 (V 28.8) qui se localise entre le PK 28+880 et le PK29+200, Il est caractérisé par *deux* (02) tabliers de 40m, *Quatre* (04) tabliers de 60m, pour une longueur totale de 320m, et *Cinq* (05) piles ayant une hauteur de 10.6m à 17.4m avec fondations sur 12/16/ou 20 pieux forés de 1.2m de diamètre.

Les culées ayant des hauteurs de 6.0m à 12.5m avec fondations sur Huit (08) pieux.

V.3.Présentation des paramètres de calcul

V.3.1. Normes techniques

- ✓ Zone sismique : zone IIa. (Sismicité moyenne);
- ✓ 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.

V.4.Calcul de la capacité portante d'un pieu foré à partir de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique consiste à effectuer une mise en charge latérale du terrain (expansion jusqu'à la rupture du sol) grâce à une sonde descendue dans un avant trou sensiblement de même diamètre, parfaitement réalisé, car il ne doit pas modifier les caractéristiques du sol.

Il permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées et les déplacements horizontaux du forage, ce qui présente un grand avantage par rapport à d'autres essais in-situ, du fait qu'il permet l'analyse du comportement du sol aussi bien en déplacement qu'à la rupture. (*Benzaid, 2011*)

Pour le calcul de la portance à partir du pressiomètre Ménard on distingue les catégories de sols suivantes :

Tableau. V. 1 : Définition des catégories conventionnelles des sols (*Fascicule 62-V, 1993*)

Classe de sol		Préssiomètre PI (MPa)
Argile, limon	A-Argiles et limons	< 0,7
	B- Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0
	C- Argiles très ferme 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- Compactes.	>23,0
marnes	A- Tendres	1,5 à 4,0
	B- Compacts	>4,5
Roches (1)	A- Altérées	2,5 à 4,0
	B- Fragmentées	>4,5

(1) L'appellation des 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 pressiométrique supérieurs à 50 à 80 MPa.

V.4.1. Calcul de la charge limite totale Q_l

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

$$Q_l = Q_P + Q_S$$

Où :

Q_P : Charge limite mobilisable sous la pointe de pieux.

Q_S : Charge limite mobilisable par frottement latéral entre le fût du pieu et le sol.

a) La charge limite de la pointe

Selon le *Fascicule 62, titre V, de 1993*, le calcul de la charge limite de pointe Q_P 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.

K_p : est appelé coefficient de portance. Il traduit la proportionnalité entre la contrainte limite de pointe et la pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre.

Le facteur de portance (**Tableau. V.2**) s'évalue en fonction de la nature de la formation concerné et du mode de mise en œuvre de l'élément de fondation.

Tableau. V. 2 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique K_p (*Fascicule N°62 -Titre V*)

Type de sol		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles et limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables	A	1,0	4,2
Sables et graves	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes, Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches A, b, c		1,1 -1,80	1,8-3,2

➤ **Pression limite nette équivalente P_{le}^***

La pression limite nette équivalente est calculée par la formule suivante (*Fascicule N°62 - Titre V*) :

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

Avec :

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente;

P_l^* : Pression limite obtenue à la profondeur (z);

a : est pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1.0m et à 0.5m dans le cas contraire

b : min (a, h) ou h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

Sachant que la pression limite nette :

$$P_l^* = P_l - P_0$$

Avec ;

P_l : Pression limite mesurée.

P_0 : Contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant l'essai.

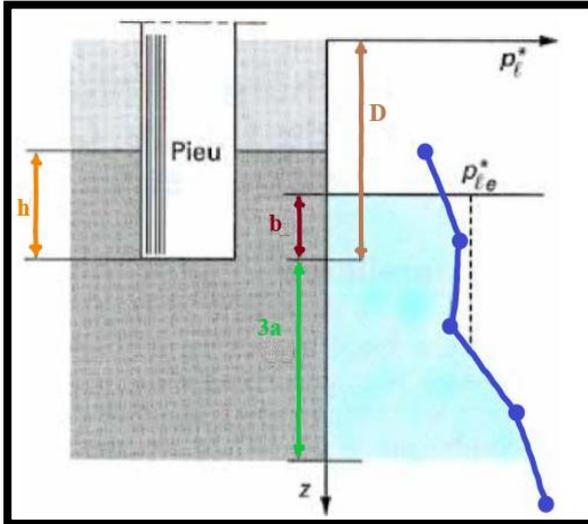


Figure. V. 1 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre (Frank, 1999)

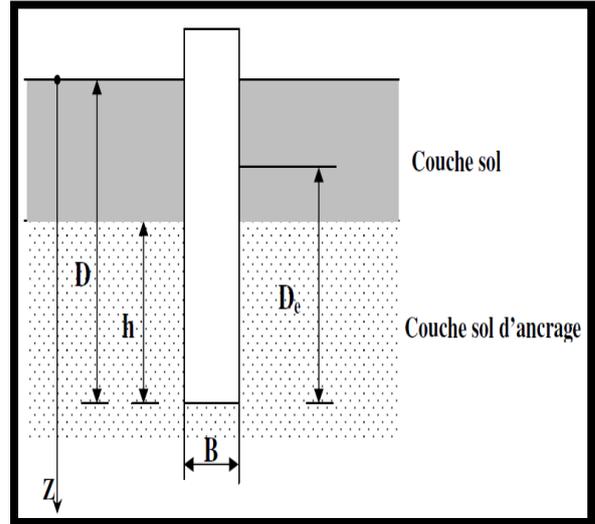


Figure. V. 2 : Définition de l'encastrement équivalent (Frank, 1999)

b) La charge limite du 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 :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec :

q_s : Frottement latéral unitaire limite à la côte Z .

P : Périmètre du pieu.

➤ **Frottement latéral unitaire limite q_s**

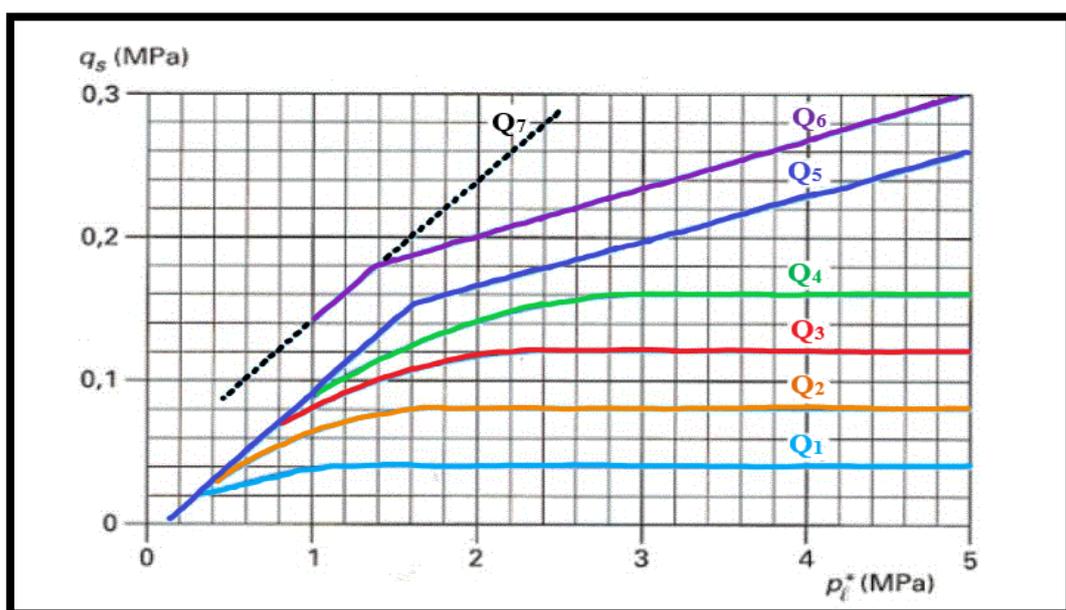


Figure. V. 3 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu (Frank , 1999)

Remarque :

Le frottement négatif n'est pas pris en compte dans les calculs.

Selon la fascicule 62 titre V, le choix de la courbe (Q1 à Q7) à considérer et les valeurs de $q_s = f(p_l^*)$ sont données dans le tableau suivant :

Tableau. V. 3: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (principaux types de pieux utilisés en ouvrages d'art).

	Argile, limons			Sable, graves			Craies			marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄	
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃	
Puis ⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4)			Q ₃	Q ₄	
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅		
injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆		Q ₇ ⁽⁷⁾

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage,
- (2) Pieux de grande longueur (supérieur à 30m),
- (3) Forage à sec, tube non louvoyé,
- (4) Dans les cas des craies, le frottement latéral peut être très faibles pour certains types de pieux, Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas,
- (5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses),
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit,
- (7) Injection sélective et répétitive à faible débit e traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

V.4.2. 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 :

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

V.5.Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé (sondage N° 01) à partir des résultats de l'essai pressiométrique

a) Calcul d'effort de pointe Q_p

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

$$A = \frac{\pi B^2}{4} + \frac{3.14 \times 1.2^2}{4} = 1,1304m \text{ Avec ; } K_p = 1.8 ; a = 0.6 ; b = 0.6 ; D = 16$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0,6 + 3 \times 0,6} \int_{16-0,6}^{16+3 \times 0,6} P_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = 16,805 \text{ bar}$$

$$Q_p = 1.1304 \times 1.8 \times 16,805 = 34,194 \text{ KN} = 341,94 \text{ t}$$

$$Q_p = 341,94 \text{ t}$$

b) Calcul du frottement latéral Q_s

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

$$Q_s = 3.14 * 1.2 * 17,72 * 10 = 667,68 \text{ t}$$

$$Q_s = 667,68 \text{ t}$$

c) Calcul de la charge limite verticale Q_L

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

$$Q_L = 341,94 + 667,68 = 1009,63 \text{ t}$$

$$Q_L = 1009,63 \text{ t}$$

d) Calcul de la charge admissible à l'ELS Q_{adm}

$$Q_{adm} = 0.5 Q_p + 0.7 Q_s$$

$$Q_{adm} = 446,6858 \text{ t}$$

Tableau. V. 4: Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé foré à partir des résultats de l'essai pressiométrique.

Sondage N°	Hauteur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Résistance limite sous la pointe Q_P (T)	Résistance au frottement latéral Q_S (T)	Force portante d'un pieu Q_1 (T)	Force portante admissible Q_{adm} (T)
Culée 01 (Sondage 01)	16	0,8	151,97	445,13	597,10	272,71
		1	237,46	556,41	793,87	356,57
		1,2	341,94	667,69	1009,63	446,69
Pile 01 (sondage 02)	28	0,8	304,20	686,78	990,99	443,78
		1	475,32	858,48	1333,8	586,09
		1,2	684,46	1030,17	1714,63	740,96
Pile 02 (Sondage 04)	24	0,8	199,50	621,47	820,97	376,57
		1	311,72	776,84	1088,55	491,29
		1,2	448,87	932,20	1381,08	614,23
Pile 03 (Sondage 05)	16	0,8	258,61	488,84	747,45	329,76
		1	404,08	611,04	1015,13	438,87
		1,2	581,88	1315,13	1315,14	558,65
Pile 04 (Sondage 07)	16	0,8	724,27	482,05	1206,32	480,03
		1	1131,66	602,57	1734,23	674,73
		1,2	1629,60	723,98	235,27	899,31
Pile 05 (Sondage 09)	28	0,8	729,21	733,50	1642,72	607,39
		1	1139,4	916,88	2056,28	2056,28
		1,2	1640,73	1100,26	2709,86	1091,57
Culée 02 (Sondage 10)	16	0,8	728,05	466,73	1194,78	473,62
		1	1137,57	583,41	1720,98	667,1
		1,2	1638,10	700,09	2338,20	890,62

V.6. Comportement d'un groupe de pieux

Jusqu'à présent, nous avons traité la force portante d'un pieu isolé, mais dans la pratique, les pieux sont pratiquement battus ou forés par groupe (*Figure V.4*). Il convient donc d'étudier l'influence d'un pieu voisin sur la force portante de chaque pieu du groupe afin de mobiliser tout le frottement latéral.

Le comportement d'un groupe de pieux revêt de différents aspects qui sont abordés dans ce qui suit :

Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé examiné précédemment. Les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernant :

- La force portante, sous sollicitations axiales;
- Le tassement;
- Les réactions latérales et les poussées latérales du sol;
- Le frottement négatif;



Figure. V. 4 : Photo illustrant un groupe de pieux au niveau de la pile N° 04 avant le recépage.

V.6.1. Modification de la capacité portante sous sollicitation axiale

La charge verticale limite d'un groupe de N pieux 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, A. 2010*) :

Le coefficient (C_e) permet de calculer la capacité portante de l'un des pieux du groupe. Parmi les formules de calcul de celui-ci on trouve la formule de Converse-Labarre, soit :

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

Avec : N : Nombre de pieux.

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

Une des règles suivantes est souvent adoptée :

- Le coefficient d'efficacité (C_e) est pris égal à 1 pour un entre-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 (Converse-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.

V.6.2. Détermination de la capacité portante du groupe de pieux à partir des résultats de l'essai pressiométrique

✚ Cas de la culée (01) SP 01

On a : $\emptyset=1,2\text{m}$; $D=16\text{ m}$; $S=3,6$ et $C_e=1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$

$$C_e=1 - \frac{2 \arctan \frac{1,2}{3,6}}{3,14} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{4}\right) ; C_e=0,74$$

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1973,06 Tonnes**.

→ Pour une profondeur de 16 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **446,69T**, le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 8 pieux.

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est donnée par la formule suivante:

$$Q_{Lgr} = C_e \cdot N \times \text{charge}$$

→ On propose un type de pieux de 1 m de diamètre, un entraxe de 3 m, et un nombre de pieux égal à 6;8, puis on va vérifier le choix.

$$Q_{Lgr} = 6 \times 0,75 \times 356,57\text{t} = 1604,56\text{ t} < 1973,06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

→ Vérification pour un diamètre de 1,2 et un nombre de pieux égal à 12 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **446,69t**

$$Q_{Lgr} = 6 \times 0,75 \times 446,69\text{t} = 1983,30\text{ t} \approx 1973,06\text{t} \rightarrow \text{Condition non vérifiée, pour des raisons de sécurité (à la limite de charge).}$$

→ Vérification pour un nombre de pieu égal à 8 pieux.

$$Q_{Lgr} = 8 \times 0,74 \times 446,69\text{t} = 2644,38\text{ t} > 1973,06 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau. V. 3 : Résultats de calcul de la charge limite du groupe de pieux en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage pressiométrique (Culée 01)

Sondage N°	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieux	Nombre de pieux par rangée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient d'efficacité (Ce)	Force portante admissible Qadm (T)	Charge limite du groupe de pieux (T)
Culée 01 (SP 01)	16	1,2	2	8	4	3,6	0,74	446,69	2644,38

✚ Cas de la Pile (01) SP 02

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **4296,76T**

→ Pour une profondeur de 16 m, la capacité portante d'un pieu isolé est de **740,96T**, le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 12 pieux.

→ On propose un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m, et un nombre de pieu égal à 4 avec 3 lignes, puis vérifions le choix.

→ Le coefficient d'efficacité (Ce) est de 0,71.

On va vérifier pour une profondeur de 16m et un nombre de pieux égale à 8 :

$$Q_{Lgr} = 8 \times 0,71 \times 740,96 = 4208,65 \text{ t} < 4296,76 \text{ T} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$Q_{lgr} = 12 \times 0,71 \times 740,96 = 6312,96 \text{ t} > 4296,76 \text{ T} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau. V. 4 : Résultats de calcul de la charge limite du groupe de pieux en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage pressiométrique (*pile 01*)

Sondage N°	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieux	Nombre de pieux par rangée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient d'efficacité (Ce)	Force portante admissible Q_{adm} (T)	Charge limite du groupe de pieux (T)
Pile 01 (SP 02)	28	1,2	4	12	3	3,6	0,71	740,96	6312,96

Tableau. V. 5 : Charge limite du groupe de pieux.

Sondage N°	Longueur de pieux (m)	Diamètre de pieux (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieux	Nombre de pieux par rangée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient d'efficacité (Ce)	Force portante admissible Q_{adm} (T)	Charge limite du groupe de pieux (T)
Culée01 (SP 01)	16	0,8	2	8	4	2,4	0,73	272,71	1592,62
		1				3		356,57	2082,36
		1,2				3,6		446,69	2644,38
Pile 01 (SP 02)	28	0,8	4	12	3	2,4	0,71	443,78	3780,99
		1				3		586,09	4993,49
		1,2				3,6		740,96	6312,96
Pile 02 (SP 04)	24	0,8	4	16	4	2,4	0,68	376,57	4097,07
		1				3		491,29	5345,24
		1,2				3,6		614,23	6682,82
Pile 03 (SP 05)	16	0,8	5	20	4	2,4	0,67	329,76	4418,78
		1				3		438,87	5880,86
		1,2				3,6		558,65	7485,86
Pile 04 (SP 07)	16	0,8	5	20	4	2,4	0,67	480,03	6432,46
		1				3		674,73	9041,38
		1,2				3,6		899,31	12050,7
Pile 05 (SP 09)	28	0,8	4	12	3	2,4	0,71	607,39	5174,98
		1				3		2056,28	17519,5
		1,2				3,6		1091,57	9300,17
Culée02 (SP 10)	16	0,8	2	8	4	2,4	0,73	473,62	2765,94
		1				3		667,1	3895,86
		1,2				3,6		890,62	5201,22

V.7. Calcul du tassement des pieux

V.7.1. Tassement élastique d'un pieu isolé

Le tassement élastique total d'un pieu se calcule comme suit :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Avec :

S : Tassement élastique total du pieu.

S_1 : Tassement élastique du pieu.

S_2 : Tassement élastique dû à la pointe du pieu.

S_3 : Tassement élastique dû à la transmission de la charge le long du pieu.

❖ Calcul du S_1

Le matériau constituant le pieu est supposé être élastique. Le tassement élastique du pieu est donné par l'équation suivante :

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

Avec :

Q_{wp} : Charge supportée par la pointe du pieu;

Q_{ws} : Charge due au frottement du pieu;

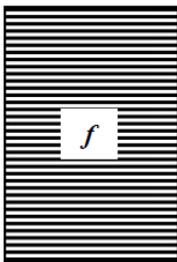
A_p : Section transversale du pieu;

L : Longueur du pieu;

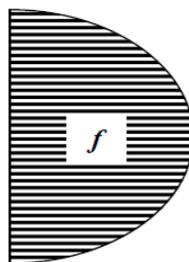
E_p : Module de Young du matériau du pieu;

La valeur de ζ dépend de la distribution de la résistance au frottement le long du pieu.

$\zeta=0,5$ (a)



$\zeta=0,5$ (b)



$\zeta=0,65$ (c)

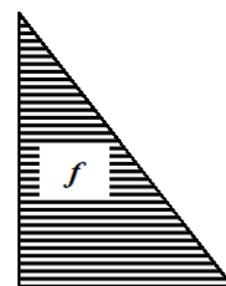


Figure. V. 5 : Distribution de frottement unitaire le long du pieu (Chelghoum, 2006)

❖ Calcul du S_2

Ce tassement élastique dû à la pointe du pieu, est calculé par une méthode empirique proposée par Vesic en 1977 (Chelghoum, 2006) :

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p}$$

Avec :

q_p : Capacité portante de pointe ultime du pieu ; $q_p = Q_p / A_p$

C_p : Coefficient empirique (Tableau V.10)

Tableau. V. 6 : Valeurs du coefficient C_p

Type de sol	Pieu battu	Pieu foré
Sable (dense a lâche)	0,02-0,04	0,09-0,18
Argile (stiff to soft)	0,02-0,03	0,03-0,06
Sable (dense a lâche)	0,03-0,05	0,09-0,12

❖ Calcul du S_3

Le tassement est donné par une formule empirique proposée par Versais (1977) :

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p}$$

Q_{ws} : Charge dû au frottement du pieu.

L : Longueur d'ancrage du pieu.

C_s : Coefficient empirique donné par la relation suivante :

$$C_s = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) * C_p$$

V.7.1.1. Exemple de calcul du tassement élastique d'un pieu isolé

Le tassement élastique pour un pieu foré isolé foré au niveau du sondage N°09 calculé est comme suit :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

❖ Tassement élastique du pieu

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

Avec :

$Q_{wp} = 1640,73$ Tonnes

$Q_{ws} = 1100,26$ Tonnes

$L = 28$ m

$D = 1,2$ m

$A_p = (3,14 * 1,2^2) / 4 = 1,1304$ m²

$E_p = 10000$ Mpa = $10000 * 10^2$ T/m²

$\zeta=0,5$

$$S_1 = \frac{(1640,73 + (0,5 * 1100,26)) * 28}{1,1304 * (10000 * 10^2)} = 0,015 \text{ m}$$

❖ *Tassement élastique dû à la pointe du pieu*

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_P}{D * \frac{Q_P}{A_P}}$$

Avec :

$q_p = Q_P / A_P = 1640,73 / 1,1304 = 1451,45 \text{ t/m}^2$

$C_p = 0,05$ d'après le Tableau des valeurs du coefficient C_p .

$$S_2 = \frac{1640,73 * 0,05}{1,2 * 1451,45} = 0,047 \text{ m}$$

❖ *Tassement élastique dû à la transmission de la charge le long du pieu*

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_S}{L \cdot q_p}$$

Avec :

$$C_s = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) * C_p \longrightarrow C_s = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{28}{1,2}}) * 0,05 = 0,08$$

$$S_3 = \frac{1100,26 * 0,08}{28 * 1451,45} = 0,002 \text{ m}$$

❖ *Tassement élastique total du pieu*

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 0,064 \text{ m}$$

Tableau. V. 7 : Tassement élastique d'un pieu isolé foré au niveau des deux culées

Sondage N°	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	S1 (m)	S2 (m)	S3 (m)	S (m)
Culée 01 (Sondage 01)	16	0,8	0,005	0,031	0,007	0,044
		1	0,004	0,039	0,007	0,05
		1,2	0,002	0,004	0,01	0,016
Culée 02 (Sondage 10)	16	0,8	0,009	0,031	0,002	0,042
		1	0,008	0,039	0,002	0,049
		1,2	0,008	0,047	0,002	0,057

Tableau. V. 8 : Tassement élastique d'un pieu isolé au niveau des piles (01-05).

Sondage N°	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	S1 (m)	S2 (m)	S3 (m)	S (m)
Pile 01 (Sondage 02)	28	0,8	0,036	0,031	0,004	0,071
		1	0,016	0,039	0,004	0,059
		1,2	0,013	0,047	0,005	0,066
Pile 02 (Sondage 04)	24	0,8	0,024	0,031	0,006	0,062
		1	0,025	0,039	0,007	0,071
		1,2	0,01	0,047	0,008	0,065
Pile 03 (Sondage 05)	16	0,8	0,016	0,031	0,005	0,052
		1	0,014	0,039	0,004	0,058
		1,2	0,013	0,047	0,007	0,067
Pile 04 (Sondage 07)	16	0,8	0,005	0,031	0,002	0,038
		1	0,005	0,039	0,002	0,046
		1,2	0,005	0,047	0,002	0,054
Pile 05 (Sondage 09)	28	0,8	0,061	0,031	0,002	0,094
		1	0,057	0,039	0,002	0,098
		1,2	0,015	0,047	0,002	0,064

D'après les Tableaux précédent, le tassement d'un pieu isolé varie entre 0,038 m et 0,05 m que l'on peut estimer d'admissibles.

V.7.2. Tassement élastique d'un groupe de pieux

Le tassement élastique d'un groupe de pieux est donné par l'équation de *Vesic en 1969* (*Chelghoum, 2006*) :

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{Bg}{D.S}}$$

$S_{g(e)}$: Tassement élastique du groupe de pieux en (m);

D : Largeur ou diamètre de chaque pieu du groupe en (m);

S : Tassement élastique de chaque pieu à une même charge de travail (m);

Bg : Largeur du groupe de pieux.

V.7.2.1. Exemple de calcul du tassement élastique d'un groupe de pieux

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{Bg}{D.S}}$$

On a: $D=1,2$ m; $L=28$ m ; $S=0,064$ m

$\emptyset=0,8$: $Bg=3\emptyset+1$ m=**3,4** m

$$\emptyset=1: B_g=3\emptyset+1 \text{ m}=4\text{m}$$

$$\emptyset=1,2 : B_g=3\emptyset+1 \text{ m}=4,6 \text{ m}$$

Le (1 m) additionnel représente 0,50 m rajoutée de chaque côté de la semelle de liaison pour les besoins de coffrage.

Donc ;

$$\text{Pour } \emptyset=1,2 : S_{g(e)} = \sqrt{\frac{4,6}{0,8 \times 0,064}} = 7,71 \text{ mm}$$

Tableau. V. 9 : Tassement d'un groupe de pieux au niveau de des deux culées

Sondage N°	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Nombre de pieux	Entraxe des pieux (m)	B _g	Tassement élastique d'un pieu (mm)	Tassement élastique d'un groupe de pieux (mm)
Culée 01 (SP 01)	16	0,8	8	2,4	3,4	44	9,88
		1		3	4	50	8,91
		1,2		3,6	4,6	16	15,48
Culée 02 (SP 10)	16	0,8	8	2,4	3,4	42	10,09
		1		3	4	49	9,03
		1,2		3,6	4,6	57	8,17

Tableau. V. 10 : Tassement d'un groupe de pieux au niveau des piles (01-05).

Sondage N°	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Nombre de pieux	Entraxe des pieux (m)	B _g	Tassement élastique d'un pieu (mm)	Tassement élastique d'un groupe de pieux (mm)
Pile 01 (SP 02)	28	0,8	12	2,4	3,4	71	7,73
		1		3	4	59	8,22
		1,2		3,6	4,6	66	7,62
Pile 02 (SP 04)	24	0,8	16	2,4	3,4	62	8,3
		1		3	4	71	7,52
		1,2		3,6	4,6	65	7,68
Pile 03 (SP 05)	16	0,8	20	2,4	3,4	52	9,03
		1		3	4	58	8,29
		1,2		3,6	4,6	67	7,55
Pile 04 (SP 07)	16	0,8	20	2,4	3,4	38	10,55
		1		3	4	46	9,36
		1,2		3,6	4,6	54	8,41
Pile 05 (SP 09)	28	0,8	12	2,4	3,4	94	6,72
		1		3	4	98	6,39
		1,2		3,6	4,6	64	7,71

D'après les Tableaux précédent, les tassements de groupe de pieux varient entre 7,52 mm et 15,48 mm que l'on peut estimer d'admissibles.

V.8. Conclusion

Le dimensionnement des fondations du Viaduc est basé sur la méthode préssiométrique qui a permis d'obtenir des bons résultats qui ont fait l'objet de notre analyse.

Cette méthode elle a permis aussi d'apprécier l'adéquation ou l'inadéquation de l'application de cette méthode dans un projet de dimensionnement des fondations profondes dans un cas bien défini.

En vue des résultats obtenus, nous recommandons ce qui suit :

- Fonder les deux culées sur un groupe de pieux composé de 08 pieux de diamètre 1,2 m, une profondeur de 16m, et un entraxe de 3,6 m.
- Fonder les piles 01 et 05 sur un groupe de pieux de 12 de pieux de diamètre 1,2 m, et une profondeur de 28 m.
- Fonder la pile 02 sur un groupe de pieux de 16 pieux de diamètre 1,2 m, et une profondeur de 24 m.
- Fonder les piles 03 et 04 sur un groupe de pieux de 20 pieux de diamètre 1,2 m, et une profondeur de 16 m.

Conclusion générale et recommandations

Conclusion générale et recommandations

L'étude géotechnique est une opération dont dépend en grande partie la qualité de l'ouvrage projeté. Sa démarche générale consiste d'abord à caractériser le sol afin de pouvoir proposer des solutions pratiques à la réalisation des ouvrages.

Le but de ce travail est de présenter les différentes méthodes de calcul, en se basant sur la détermination de la pression limite et le calcul de capacité portante du sol à partir de résultats de l'essai pressiométrique, qui a donné des résultats précis et relativement proches, et qui paraissent satisfaisantes, elle se relève être très pratique, et surtout elle s'adapte à beaucoup de type de sol hormis les terrains rocheux ou très compressibles.

Plusieurs variantes ont été proposées et traitées, ainsi que l'évaluation des tassements d'un pieu isolé et du groupe de pieux. Cependant, le dimensionnement d'une fondation ne se limite pas au calcul de la capacité portante et du tassement abordé, il est nécessaire de réaliser des études hydrologiques et géotechniques qui sont importants dans un projet de dimensionnement des fondations des ouvrages d'arts.

A travers ce travail nous espérons contribuer à faciliter le choix et les décisions concernant l'infrastructure de cet ouvrage d'art, et ceux à travers les différentes variantes proposées à la fois en matière de profondeur et diamètre des pieux.

Enfin, cette contribution nous a aidé à bien comprendre quelques détails concernant la capacité portante et le calcul des tassements des fondations profondes.

A l'issue des résultats obtenus nous proposons les recommandations suivantes :

- Fondations profondes sur des pieux forés de diamètre 1,2m rigidement connecté à une semelle de fondation en raison de l'importance de l'ouvrage et des charges transmises au sol.
- Au niveau des culées : nous proposons des pieux de 16m de profondeur, et une semelle de fondations reposant sur 8 pieux disposé 2*4.
- Au niveau de la pile 01 et 05 : nous proposons des pieux de 28m de profondeur, et une semelle de fondations reposant sur 12 pieux disposé 3*4.
- Au niveau de la pile 02 : nous proposons des pieux de 24m de profondeur, et une semelle de fondations reposant sur 16 pieux disposé 4*4.
- Au niveau de la pile 03 et 04: nous proposons des pieux de 16m de profondeur, et une semelle de fondations reposant sur 20 pieux disposé 5*4.
- En ce qui concerne l'évaluation des tassements, pour les fondations sur pieux, on a observé des valeurs comprises entre 7,52 mm et 15,48 mm environ, à l'égard du groupe de pieux (valeurs calculées par la méthode du tassement élastique)
- Apporter le plus grand soin sur le prélèvement et l'échantillonnage, car les essais de laboratoire complètement harmonieusement les essais in-situ.
- Un calcul par éléments finis est indispensable pour vérifier et confirmer ces résultats afin de prendre les décisions définitives pour la phase de l'avant-projet détaillé.
- Ne pas mettre au premier plan l'aspect coût, autrement éviter le dimensionnement en fonction du coût car, en général, l'aspect coût handicape l'aspect technique.

Références bibliographiques

- Berdi, I. (2017) :** Application d'un SIG à la cartographie de l'aléa glissements de terrain : Cas de la commune de Texenna (Nord-Est Algérien), Mémoire de Master II : Université. Jijel Algérie, 64P.
- Benzaid, R. (2011) :** Les essais in situ en géotechniques. Réalisation et interprétation. Editions universitaires européennes, 107P.
- Bouafia, A. (2010) :** Calcul pratique des fondations et des soutènements, éditions Bleues, Algérie, P186-187.
- Bouhali, N et Zaid,M. (2016) :** Etude géologique et géotechnique du projet de la reconstruction d'un pont submergé reliant la RN 105 à la ville de Rouached (wilaya de Mila) , wilaya de Jijel(Algérie), Mémoire de master II ,Université de Jijel, 60P.
- Bounemour, N. (2014) :** Caractérisation géologique, géophysique et géotechnique de certaines zones instables dans la wilaya de Jijel .Mém magister, Univ Jijel ,160P .
- Bouillin, J.P. ; Raoult, J.F. (1971):** Présence sur le socle Kabyle du constantinois d'un olistostrome lié au charriage des flyschs; le Numidien peut être un néo-autochtone?Compte Rendu : Somm. Soc. Géol. France, 7 :117P.
- Chelghoum, N. (2006) :** Calcul et conception des fondations, publications de l'université badjimokhtar-Annaba 2006, 374 p.
- Degoutte, G. (1997) :** Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Ed. Camagref, 175P.
- 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 d'Orsay Paris, 206P.
- Djellit, H. (2014) :** 1^{ère} école de terrain sur la géologie des Maghrébines, Jijel 24-27novembre 2014, 51p.
- Durand Delga, M. (1955):**Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris, Publ.serv. Carte géol. Algérie, 24,533P.
- Ehrmann, M. F. (1928) :** Carte géologique à 1/50.000^{ème} de la feuille de Tamesguida, feuille N°49.
- Hoek E, Kaiser P.K.andBadwden, W.F. (1995):** Support of underground excavations in hard rock.A.A.balkema/Rotterdam/Brookfield.
- Kherrouba, H. (2008):** Etude géologique et géotechnique des zones instables de la région de Texenna-Djimla, wilaya de Jijel(Algérie), Mém. magister, Univ.de Jijel, 162P.
- Rizzani De Eccher. (2015) :** Rapport Géotechnique Viaduc V28.8, pp133.

Rizzani De Eccher. (2015) : Annexe D, Reconnaissances géotechniques viaduc V.28.8, pp172.

Sanglerat, G. et Costet, J. (1983) : Cours pratique de mécanique des sols, Tome II- calcul des ouvrages. 3^e Ed. Dunod, Paris, 447 P.

Zabat, A et Bougherira, D. (2017) : Contexte géologique et étude géotechnique d'un viaduc V30.2 (PK30+181 au PK31+419), pénétrante autoroutière 77, port DjenDjen –Autoroute EST-Ouest, Wilaya de Jijel, Mémoire de Master II, Université de Jijel, 77 P.

Normes :

NF P94-131 (1994) : « Sols : Reconnaissances et Essais- Essai d'eau lugeon ».

NF P94-132 (2000) : « Sols : Reconnaissances et Essais- Essai d'eau le franc ».

NF P94-077 (1997): « Sols : Reconnaissances et Essais-Essai de compression uniaxiale».

NF P94-050 (1991): « Sols : Reconnaissances et Essais-Détermination de la teneur en eau pondérale des sols - Méthode par étuvage ».

NF P94-052-1 (1995) : « Sols : Reconnaissances et Essais-Détermination des limites d'Atterberg, ».

Fascicule 62 Titre V (1993)) : « Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Texte officiel N° 93-3, 182P. ».

Site web :

https://fr.wikipedia.org/wiki/Essai_pressiométrique

<http://fr.calameo.com/read/001587962bfe4f6c6a9c8>

(Document technique réglementaire règles parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008, page 4 ,31 décembre 2017)

Références bibliographiques

Liste des tableaux

Tableau. I. 1 : Répartition surfacique des pentes dans la zone étude.....	5
Tableau. II. 1 : Répartition surfacique des différentes formations géologiques de la région étudiée	15
Tableau. II. 2 : Classement des différentes formations lithologiques de la région d'étude.	15
Tableau. II. 3 : Zones de différentes sismicités.	19
Tableau. II. 4 : Coefficient d'accélération de zone A (<i>RPOA 2008</i>).	20
Tableau. III. 1 : Caractéristiques des stations pluviométriques voisines de la région d'étude (ANRH, 2018).	21
Tableau. III. 2 : Moyennes mensuelles des précipitations.....	22
Tableau. III. 3 : Taux des Précipitations saisonnières en (mm), (%)	23
Tableau. III. 4 : Distribution des températures moyennes mensuelles et saisonnières (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).....	25
Tableau. III. 5 : Données moyennes mensuelles des précipitations et des températures	26
Tableau. III. 6 : Valeurs de l'ETP Calculées par la formule de Thornthwaite (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).	28
Tableau. III. 7 : Résultats de calcul de l'évapotranspiration réelle selon Thornthwaite (Station du barrage El-Agrem, période 2004/2015).....	29
Tableau. IV. 1 : Résultats des sondages carottés (Rizzani de Eccher, 2015)	33
Tableau. IV. 2 : Valeurs des sondages pressiométriques.....	37
Tableau. IV. 3 : Classification des sols d'après EM/PL d'après Ménard.	40
Tableau. IV. 4 : Caractéristiques géotechniques des sites (<i>RPOA 2008</i>).....	40
Tableau. IV. 5 : Résultats d'essai lugeon (Rizzani de Eccher ,2015).....	41
Tableau. IV. 6 : Résultats d'essai Lefranc (Rizzani de Eccher ,2015)	41
Tableau. IV. 7 : Caractéristiques physiques des sols (L.C.T.P, 2015).....	42
Tableau. IV. 8 : État du sol d'après l'indice de plasticité (Sanglerat et Costet, 1983)	42
Tableau. IV. 9 : Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité	42
Tableau. IV. 10 : Résultats des limites d'Atterberg (L.C.T.P, 2015)	43
Tableau. IV. 11 : Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression uni-axiale.	44
Tableau. IV. 12 : Valeurs de la résistance à la compression (L.C.T.P, 2015)	44
Tableau. IV. 13 : GSI et qualité du massif rocheux (Hoek et al, 1995).....	45
Tableau. IV. 14 : Classification de la masse rocheuse du site étudié en fonction du GSI.....	45
Tableau. V. 1 : Définition des catégories conventionnelles des sols (<i>Fascicule 62-V, 1993</i>)	46
Tableau. V. 2 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique K_p (<i>Fascicule N°62 -Titre V</i>)	47
Tableau. V. 3 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (principaux types de pieux utilisés en ouvrages d'art).....	49
Tableau. V. 4 : Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé foré à partir des résultats de l'essai pressiométrique.	51
Tableau. V. 5 : Résultats de calcul de la charge limite du groupe de pieux en fonction de la.....	53
Tableau. V. 6 : Résultats de calcul de la charge limite du groupe de pieux en fonction de la.....	54
Tableau. V. 7 : Charge limite du groupe de pieux.	54
Tableau. V. 8 : Valeurs du coefficient C_p	56
Tableau. V. 9 : Tassement élastique d'un pieu isolé foré au niveau des deux culées.....	57
Tableau. V. 10 : Tassement élastique d'un pieu isolé au niveau des piles (01-05).	58
Tableau. V. 11 : Tassement d'un groupe de pieux au niveau de des deux culées.....	59
Tableau. V. 12 : Tassement d'un groupe de pieux au niveau des piles (01-05).....	59

Liste des figures

Figure. I. 1 : Situation géographique du site de projet (extrait de la carte topographique NJ_31_VI_42 Ouest Texenna 1/25000).....	2
Figure. I. 2 : Carte orographique de la région de Jijel.....	3
Figure. I. 3 : Carte d'altitudes du sous bassin versant Djendjen inférieur.....	4
Figure. I. 4 : Carte des pentes de la région d'étude.	5
Figure. I. 5 : Réseau hydrographique du sous bassin versant Djendjen inférieur, extraite de MNT.	6
Figure. I. 6 : Forme et limites du sous bassin versant Djendjen inférieur, extraire de MNT....	6
Figure. II. 1 : Coupe géologique des unités alpines de la Petite Kabylie-région de Jijel- (Rouikha, 2014).....	8
Figure. II. 2 : Illustration de la superposition des conglomérats du Pliocène et des marnes Miocènes au niveau de Rekkada Meteletine.	9
Figure. II. 3 : Colonne stratigraphique du flysch massylien (H.Djellit, 1987)	10
Figure. II. 4 : Carte géologique des environs de Texenna (petite Kabylie) .1/50.000 (Durand Delga, 1955).....	12
Figure. II. 5 : Carte géologique de Texenna (Petite Kabylie occidentale), (Djellit ,1987).....	13
Figure. II. 6 : Carte géologique de la région étudiée.	14
Figure. II. 7 : Coupe géologique du site (Y.Rouikha, 2018)	14
Figure. II. 8 : Carte géologique de la région d'étude (Djellit, 1987) légèrement modifiée...	16
Figure. II. 9 : Illustrant l'édifice structural de la Petite Kabylie sur la transversale de Texenna (H.Djellit, 2010 ; in N.Bounemear, 2014)..	17
Figure. II. 10 : Photo illustrant les plissements N-S visibles dans les formations du flysch massylien.....	17
Figure. II. 11 : Photo illustrant les plissements E-W visibles dans les formations du flysch massylien.....	17
Figure. II. 12 : Photo illustrant les déformations cassantes visibles dans les formations du flysch massylien.	18
Figure. II. 13 : Carte de zonage sismique du territoire national RPOA 2008.....	19
Figure. III. 1 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996).....	22
Figure. III. 2 : Courbes exprimant les moyennes mensuelles des précipitations. (Stations du barrage El-Agrem, et du Col de Fedoulès, période, 2004-2015)	23
Figure. III. 3 : Répartition saisonnière de la pluie enregistrée à la station du barrage El-Agrem; période (2004/2014)	24
Figure. III. 4 : Répartition saisonnière de la pluie enregistrée à la station du Col de Fedoulès; période (2004/2014).	24
Figure. III. 5 : Distribution de la pluviométrie moyenne mensuelle (Station du barrage El-Agrem période 2004-2015)	24
Figure. III. 6 : Répartition de la pluviométrie saisonnière (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015)	25
Figure. III.7 : Distribution des températures moyennes mensuelles (Station du barrage El-Agrem période 2004-2015).	26
Figure. III. 8 : Diagramme ombrothermique (Station du barrage El-Agrem, période 2004-2015).....	27
Figure. III. 9 : Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite.....	30
Figure. IV. 1 : Plan d'implantation des sondages carottés (Extrait de la carte topographique NJ-31-VI-42 Ouest Texenna 1/25000).....	33

Figure. IV. 2 : Carotte obtenue lors du sondage N°2.....	34
Figure. IV. 3 : Carotte obtenue lors du sondage N°1.....	34
Figure. IV. 4 : Carotte obtenue lors du sondage N°3.....	35
Figure. IV. 5 : Carotte obtenue lors du sondage N°4.....	35
Figure. IV. 6 : Carotte obtenue lors du sondage N°5.....	35
Figure. IV. 7 : Coupe lithologique du site étudié.....	36
Figure. IV. 8 : Classification des sols étudiés selon l'abaque de plasticité Casagrande.....	43
Figure. V. 1 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre	48
Figure. V. 2 : Définition de l'encastrement équivalent (Frank, 1999)	48
Figure. V. 3 : Frottement latéral unitaire limite le long du fut du pieu (Frank , 1999)	48
Figure. V. 4 : Photos illustrant un groupe de pieux au niveau de la pile N° 04 avant le recépage.....	52
Figure. V. 5 : Distribution de frottement unitaire le long du pieu (Chelghoum, 2006)	55

Annexes

Annexes

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *culée N°01*.

SP 01 Culée 01								
Profondeur en (m)	3	5	7	9	11	14	16	17
PL en (bars)	13,90	17,00	19,20	30,50	23,70	21,80	20,67	20,10
P0 (bars)	0,68	1,13	1,58	2,03	2,48	3,15	3,60	3,83
Pl * (bars)	13,23	15,88	17,63	28,48	21,23	18,65	17,07	16,28
qs (bar)	1,00	1,12	1,20	1,40	1,36	1,26	1,40	1,15

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *culée N°02*.

SP 10 Culée 02								
Profondeur en (m)	2	4	6	8	10	13	16	19
PL en (bars)	8,10	21,70	29,00	42,10	34,10	31,60	85,50	85,90
P0 (bars)	0,45	0,90	1,35	1,80	2,25	2,92	3,60	4,28
Pl * (bars)	7,65	20,80	27,65	40,30	31,85	28,67	81,90	81,63
qs (bar)	0,70	1,30	1,37	1,40	1,40	1,38	1,40	1,40

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *pile N°03*.

SP 05 Pile 03								
Profondeur en (m)	3	5	7	9	11	14	16	17
PL en (bars)	22,90	27,50	29,20	41,40	39,20	45,80	34,11	28,80
P0 (bars)	0,65	1,08	1,52	1,95	2,38	3,03	3,39	3,68
Pl * (bars)	22,25	26,42	27,68	39,45	36,82	42,77	30,72	25,12
qs (bar)	1,32	1,38	1,39	1,40	1,40	1,40	1,40	1,37

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *pile N°04*.

SP07 Pile 04								
Profondeur en (m)	2	4	6	8	10	13	16	19
PL en (bars)	15,30	83,60	83,40	84,60	85,00	31,10	85,10	85,80
P0 (bars)	0,46	0,92	1,38	1,84	2,3	2,99	3,68	4,37
Pl * (bars)	14,84	82,68	82,02	82,76	82,7	28,11	81,42	81,43
qs (bar)	1,05	1,40	1,40	1,40	1,40	1,38	1,40	1,40

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *pile N°02*

SP 04 Pile 02										
Profondeur en (m)	3	5	7	9	11	14	17	20	24	26
PL en (bars)	17,40	28,60	28,30	36,60	32,90	36,60	43,30	43,00	26,80	26,80
P0 (bars)	0,61	1,02	1,43	1,84	2,25	2,87	3,485	4,10	4,92	5,33
PI * (bars)	16,78	27,57	26,86	34,75	30,64	33,73	39,81	38,9	21,88	21,47
qs (bar)	1,15	1,39	1,38	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,30	1,30

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *pile N°01*

SP 02 Pile 01												
Profondeur en (m)	3	5	7	9	11	14	17	21	24	26	28	29
PL en (bars)	6,60	15,60	27,70	31,70	35,70	24,40	29,40	26,70	39,30	39,30	39,59	39,30
P0 (bars)	0,62	1,03	1,44	1,85	2,26	2,87	3,49	4,31	4,92	5,33	5,74	5,95
PI * (bars)	5,99	14,58	26,27	29,86	33,45	21,53	25,92	22,40	34,38	33,97	33,85	33,36
qs (bar)	0,40	1,06	1,38	1,40	1,40	1,32	1,35	1,36	1,40	1,40	1,40	1,40

Représentation des résultats de calcul d'essai préssiométrique au niveau de la *pile N°05*

SP 09 Pile 05												
Profondeur en (m)	2	4	6	8	10	13	16	19	22	25	28	31
PL en (bars)	6,40	24,00	84,10	84,40	84,60	35,20	20,40	85,70	86,20	86,50	86,50	86,50
P0 (bars)	0,41	0,82	1,23	1,80	2,05	2,66	3,28	3,89	4,51	5,12	5,74	6,36
PI * (bars)	5,99	23,18	82,87	82,60	82,55	32,53	17,12	81,80	81,69	80,76	80,76	80,15
qs (bar)	0,30	1,35	1,40	1,40	1,40	1,40	1,20	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40

Résumé

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre d'une étude géotechnique, de conception et de dimensionnement des fondations profondes d'un ouvrage d'art, cas du viaduc V.28.8 qui se localise entre le PK28+880 et le PK29+200, le long de l'oued Dar Hadada, à proximité du barrage de Tabellout.

L'analyse et l'interprétation des résultats des essais in-situ et de laboratoires vont permettre l'identification et la classification des sols constituant le site d'étude.

L'évaluation de la charge limite d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux a été réalisée en se basant sur la méthode pressiométrique qui est la plus appropriée car elle traduit au mieux le comportement réel du sol.

Enfin, l'estimation des tassements a été évaluée par la méthode élastique qui a donné des valeurs largement admissibles.

Mots-clés : Oued Dar Hadada, géotechnique, fondations profondes, charge limite, tassements.

Abstract

This project of the end of studies joins in the dynamics of geotechnical study, of conception and sizing of the deep foundations of a work of engineering, case of the viaduct V.28.8 which is located between the PK28+880 and the PK29+200, along Dar Hadada Wadi , near Tabellout's dam.

The analysis and the interpretation of the results of the in situ tries and laboratories are going to allow the identification and the classification of grounds establishing the site of study.

The evaluation of the maximum load of an isolated stake and a group of stakes was realized by basing on the pressiometer method which is the most appropriate because it translates at best the real behavior of the ground.

Finally, the estimation of the settlements was estimated by the elastic method which gave widely eligible values.

Keywords: Dar-Hadada Wadi, geotechnics, deep foundations, limit load, settlements.

ملخص

هذا المشروع الخاص بنهاية الدراسة هو جزء يدخل في اطار الدراسة الجيوتقنية ، لتصميم وقياس الأساسات العميقة المستعملة في المنشأ الفني، المتمثل في الجسر V28.8 الواقع بين النقطة الكيلومترية 28+880 والنقطة الكيلومترية 29+200 على طول وادي دار حدادة، بالقرب من سد تابلوط .

يسمح تحليل وتفسير نتائج الاختبارات الموقعية والمخبرية بتحديد وتصنيف التربة التي تشكل موقع الدراسة .

تم إجراء تقييم الحمولة المحدودة لعمود واحد ومجموعة من الأعمدة بالاعتماد على طريقة قياس الضغط وهي الأنسب لأنها تعكس على نحو أفضل السلوك الفعلي للتربة

وفي الأخير، قمنا بتقدير هبوط التربة باستعمال الطريقة المرنة والتي اعطت قيم مقبولة لحد كبير .

الكلمات المفتاحية: واد دار حدادة. الجيوتقنية. الاساسات العميقة. الحمولة المحدودة. هبوط التربة.