

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 Benyahia - 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

Gr. Géol. 05/16

جامعة محمد الصديق بن يحيى
كلية علوم الطبيعة و الحياة
المكتبة
23.33 : النجود

Mémoire de fin d'études

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

Option : Génie Géologique

Thème

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) Algérie.

Membres de Jury

Président : KHERROUBA Hassiba

Examinateur: TEBIB Houria

Encadrant : BENZAID Riad. et ROUIKHA Youcef

Présenté par:

ZAID Meriem

BOUHALI Nada

Année Universitaire 2015-2016

Numéro d'ordre (bibliothèque) :

Sommaire

Résumé /Abstract /ملخص 1

INTRODUCTION GENERALE..... 1

CHAPITRE 01: GENERALITES

1.1. Situation géographique du site et description du projet 2

1.2. Caractéristiques géomorphologiques du site 3

1.3. Climat 3

1.4. Topographie 4

1.5. Réseau hydrographique 4

1.6. Couvert végétal 5

1.7. Sismicité de la région 5

CHAPITRE 02: CONTEXTE GEOLOGIQUE

2.1. Introduction 7

2.2. Géologie du site 8

2.2.1. Formations telliennes 8

2.2.1.1. Le Paléocène 8

2.2.1.2. Le Sénonien 8

2.2.2. Formations néogènes 8

2.2.3. Litho-stratigraphie au niveau du site étudié 10

CHAPITRE 03: CONTEXTE HYDROCLIMATOLOGIQUE

3.1. Introduction 11

3.2. Situation géographique de sous bassin versant d'Oued Endja 11

3.3. Caractéristiques morpho-métriques du sous-bassin versant d'Oued Endja 13

3.4. Caractéristiques Hydrographiques du sous bassin versant d'Oued Endja 13

3.5. Analyse des caractéristiques climatiques 13

3.5.1. Pluviométries 13

3.5.2. Températures 14

3.5.3. Graphe Ombro-thermique 15

3.6. Bilan hydrologique 16

3.6.1. L'évapotranspiration 17

3.6.2. Calcul de l'évapotranspiration	17
3.6.2.1. L'évapotranspiration potentielle (ETP)	17
3.6.2.2. L'évapotranspiration réelle (ETR).....	18
3.6.3. Calcul du bilan hydrologique	19
3.6.4. Interprétation du bilan hydrologique	21
3.6.5. Ruissellement.....	21
3.6.6. Infiltration.....	22
3.7. Conclusion.....	22

CHAPITRE 04: CONTEXTE GEOTECHNIQUE

4.1. Introduction	24
4.2. Description de l'ouvrage	24
4.3. Campagne de reconnaissances géotechniques	24
4.3.1. Essais in-situ	24
4.3.2. Essais en laboratoire	26
4.3.2.1. Essais physiques.....	26
4.3.2.2. Essais mécaniques.....	29
4.3.2.3. Analyses chimiques.....	31
4.4. Coupe géotechnique du site.....	32
4.5. Capacité portante d'un pieu foré isolé à partir des formules statiques.....	33
4.5.1. Principe de calcul de la force portante d'un pieu foré	33
4.5.2. Résistance due à la pointe.....	34
4.5.3. Frottement latéral.....	35
4.5.4. Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé	37
4.6. Comportement d'un groupe de pieux.....	40
4.6.1. Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe.....	41
4.6.1.1. Modifications de la capacité portante sous sollicitations axiales.....	41
4.6.1.2. Exemple de calcul de la charge limite du groupe de pieux.....	42
4.7. Calcul du tassement des pieux.....	48
4.7.1. Tassement élastique d'un pieu foré isolé.....	48
4.7.2. Tassement élastique d'un groupe de pieu.....	52
4.7.2.1. Exemple de calcul du tassement élastique d'un groupe de pieux	53
4.8. Conclusion.....	58
CONCLUSION GENERALE	59
Bibliographie.....	

Tableau 4.26: Tassement d'un pieu isolé au niveau du sondage N°02 pour chaque variante proposée.	51
Tableau 4.27: Tassement d'un pieu isolé au niveau du sondage N°03 pour chaque variante proposée.	52
Tableaux 4.28, 4.29 et 4.30: Tassement d'un groupe de pieu au niveau du sondage N°01 pour les différentes variantes proposées.	54
Tableaux 4.31, 4.32 et 4.33: Tassement d'un groupe de pieu au niveau du sondage N°02 pour les différentes variantes proposées.	55
Tableaux 4.34, 4.35 et 4.36: Tassement d'un groupe de pieu au niveau du sondage N°03 pour les différentes variantes proposées.	57

Remerciement

Nous rendons grâce à dieu le tout puissant qui nous a donnée l'aide, la patience et le courage pour accomplir ce travail.

*Nos vifs remerciements s'adressent tout d'abord à nos encadreurs de mémoire : docteur **BENZAJD** Riad, et monsieur*

*▾ **ROUJKA** Youcef*

pour leurs efforts, leurs disponibilités et leur suivi continu.

Nous remercions également tous les enseignants du département

des Sciences de la Terre et de l'Univers, en particulier Mr.

***MAHDJ** Souhil, pour leur aide concernant la partie*

Hydrogéologique du projet.

Nous remercions également tout le personnel de la direction des travaux publics de Mila qui ont accepté de répondre à toutes nos questions et nous ont prodigué quelques conseils.

Nos remerciements vont également aux personnes qui nous ont encouragé et aidé pour la réalisation de ce travail, et nous ont soutenu quand le moral était au plus bas, en particulier

***Mr. SAOUJI** Zoheir.*

Enfin, nous remercions chaleureusement, le président et les membres de jury d'avoir Accepter d'examiner notre travail.

Meriem & Nada

2015-2016

Dédicace

Comme la mer est pour le poisson

Comme l'air est pour les vivants

Vous m'êtes nécessaire chers parents

Tout d'abord je tiens à remercier Allah le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail que je dédie à:

À mon très cher père : **Abboud**

Pour son immense sacrifice, pour tout le soutien moral et Matériel qu'il m'a apporté

Durant mes très longues années d'étude.

À ma très chère mère : **Naima**

Symbole de beauté, d'affection, de tendresse et de sacrifice. Elle qui a œuvré pour ma Réussite, par son amour, son soutien et tous ses sacrifices.

À mes encadreur : **Dr Benzaid, Ret Mr Rouikha.Y**

Pour m'avoir inspiré le choix du sujet et de m'avoir aidé à sa réalisation.

À ma collègue du travail : **Nadaqui** m'a tellement supporté pendant toute l'année.

À mes très chers frères et leurs femmes : **Soufiane, Mouna, Hiyess, Sara, Boubaker et Maroua.**

À mes très chères sœurs et leurs maris : **Ibtissem, Zohir, Hayet et Boujamaa.**

À leurs enfants : **Diaa dine, Yahia, Anouar, Anis, Mosaab, Loai, Mohamed, Abdlatif, Malek, Nada, Manel et Roukia.**

À mes cousines : **Maroua, Halima, Samiha, Poulma, Selma et Samira.**

À toute la famille : **Zaid et Bouzeghaia.**

À mes intimes : **Hanan, Afaf, Manel, Samira et Hadjer.**

À mes amies : **Leula, Wafaa, Ibtissem, Kachkochi, Khaled, Maha, Amine, Salim, Haroun**

Amel, Fouzi, Ramzi, Romaiassa, et Kholoud.

À tous mes amis et mes collègues de promotion Génie Géologique 2016

Et enfin pour ceux qui ne sont pas sur les lignes mais dans le cœur je vous dis « mille merci ».

Meriem. Z

Dédicace

Comme la mer est pour le poisson

Comme l'air est pour les vivants

Vous m'êtes nécessaire chers parents

Tout d'abord je tiens à remercier Allah le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail que je dédie à:

*À mon très cher père : **Nabil***

Pour son immense sacrifice, pour tout le soutien moral et Matériel qu'il m'a apporté durant 2mes très longues années d'étude.

*À mes très chères mères **Karima et Laila***

Symbole de beauté, d'affection, de tendresse et de sacrifice. Elles qui ont œuvré pour ma réussite, par leur amour, leur soutien et tous leurs sacrifices.

*À cette grande damema tante **Rachida***

Qui me couvre d'affection et de tendresse et que je ne saurais trop remercier pour tout ce qu'elle a fait et continue de faire pour moi.

*À le personne qui ma soutenu et ma donné du courage c'est évidemment mon fiancé **Dawad***

*À mes encadreurs : **Dr Benzaid. Ret Mr Rouikha.Y***

Pour m'avoir inspiré le choix du sujet et de m'avoir aidé à sa réalisation.

*À ma collègue du travail : **Meriem** qui m'a tellement supportée pendant toute l'année.*

*À mes très chères sœurs: **Hadjer, Mira et Aya.***

*À mon cher frère : **Mouhamed.***

*À mes cousins : **Ishak, Aymen, Ahmed, Sahar, Rania et Selsabil.***

*À toutes ces grandes et nobles familles : **Bouhali, Charbi et Tabbani***

*À mes amies : **Aicha, Khadidja, Ithem et Khadidja.B.***

À tous mes amis et mes collègues de promotion Génie Géologique 2016

Et enfin pour ceux qui ne sont pas sur les lignes mais dans le cœur je vous dis « mille merci ».

Nada, B

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تقديم دراسة جيولوجية وجيوتقنية لموقع مخصص لإعادة بناء جسر مغمور يربط بين الطريق الوطني رقم 105 ومنطقة الرواشد بولاية ميلّة. الموقع موضوع الدراسة يتواجد شمال منطقة الرواشد حيث يقطع مشروع الجسر مايسمى بواد النجا.

دراسة وتحليل نتائج التجارب المخبرية المنجزة في الموقع محل الدراسة سمحت لنا بوصف نوع التربة وخصائصها الفيزيائية والميكانيكية. كما أن حسابات قوة تحمل التربة فيما يخص الأساسات العميقة وحسابات قيم هبوط التربة المتحصل عليها تحت تأثير الحمولات الخارجية مكننا من اقتراح عدة خيارات تقنية فيما يخص الأساسات العميقة المقترحة في مثل هذه المنشآت الفنية.

الكلمات المفتاحية

جسر، أساسات عميقة، قوة تحمل التربة، هبوط التربة، الرواشد.

Résumé

Ce travail a pour objet l'étude géologique et géotechnique du site réservé à la reconstruction d'un pont submergé reliant la route nationale N° 105 à la ville de Rouached (Wilaya de Mila). Le terrain objet de cette étude est situé au Nord de la ville de Rouached sur Oued Endja.

L'analyse et l'interprétation des résultats des essais de laboratoire et in-situ vont permettre l'identification et la classification des sols constituant le site étudié. A travers un calcul de la capacité portante des sols vis-à-vis les fondations profondes et l'effet de groupe et l'estimation des tassements nous proposons plusieurs variantes pour le système de fondation de ce type d'ouvrage.

Mots clés

Pont, fondations profondes, capacité portante, tassement, Rouached.

Abstract

This work has for object the geologic and geotechnical study of the site reserved for the reconstruction of a submerged bridge connecting the main road N°105 with the city of Rouached (Wilaya of Mila). The ground object of this study is situated in the North of the city of Rouached on Oued Endja.

The analysis and the interpretation of the results of the tries of laboratory and in situ are going to allow the identification and the classification of grounds establishing the studied site. To cross a calculation of the carrying capacity of grounds towards the deep foundations and the effect of group and the estimation of the collapses we propose several variants for the system of foundation of this type of work.

Key words

Bridge, deep foundations, carrying capacity, collapse, Rouached.

INTRODUCTION GENERALE

Vue l'importance des ouvrages d'arts et des infrastructures reliant les communes en cours de développement, telles que la commune de Rouached, au centre de la wilaya de Mila, ainsi que pour un désenclavement total ou partiel vers d'autres axes routiers plus importants, la reconstruction d'un pont submergé reliant la RN105 à la commune de Rouached s'avère un projet d'envergure stratégique pour l'accompagnement de cette dernière dans son développement local et l'ouverture vers les agglomérations limitrophes.

Dans ce contexte, une étude géologique et géotechnique pour la reconstruction d'un pont submergé reliant la route nationale N°105 à Rouached est la première étape dans l'ensemble de ce projet. Car un projet de cette importance devra répondre à plusieurs conditions, que ça soit d'ordres techniques ou socio-économiques.

Dans la présente étude on traitera les conditions géologiques et géotechniques, car l'établissement de tel ouvrage d'art nécessite une parfaite connaissance du sol des fondations, ce qui montre l'importance de l'étude géotechnique dans ce genre de projet. Les reconnaissances in-situ permettent de connaître le niveau d'ancrage des fondations et par conséquent la portance des sols et la stabilité de l'ouvrage. Cela permettra aussi de dimensionner l'infrastructure de l'ouvrage en question

Pour mener à bien notre travail nous avons proposé le plan de travail suivant:

- ❖ *Introduction générale;*
- ❖ *Chapitre 01: Présentant des généralités sur le site d'étude et l'ouvrage projeté;*
- ❖ *Chapitre 02: Contexte géologique régional et locale;*
- ❖ *Chapitre 03: Contexte hydroclimatologique.*
- ❖ *Chapitre 04: Contexte géotechnique*
- ❖ *Enfin une conclusion générale pour répondre à la question de la faisabilité des fondations profondes de ce projet du point de vue géologique et géotechnique.*

CHAPITRE 01

GENERALITES



1.1. Situation géographique du site et description du projet

Le site du projet du pont submergé sur Oued Endja de la commune de Rouached se trouve à 32 km à l'Ouest du chef-lieu de la Wilaya de Mila.

Le pont fera partie intégrante du projet général de la reconstruction d'une nouvelle voie reliant la localité de Rouached au sud à la RN 105⁽¹⁾ au Nord (**Figure 1.1**).

Le pont de franchissement est positionné sur les coordonnées Lambert Nord Algérie suivantes :

X = 799,90 km - Est

Y = 359,70 km - Nord

Le pont projeté sur Oued Endja à une longueur totale de 234 m environ, composé de 7 travées de 33,40 m de longueur chaque une. Le tablier est composé de 7 poutres principales du béton précontraint avec un entre-axe de 1,50 m ; la dalle du tablier a une largeur de 10,50 m et une épaisseur de 20 cm. Les appuis sont des éléments en béton armé constitués de deux culées d'accès du type culée-mur et de six piles du type pile-voile.

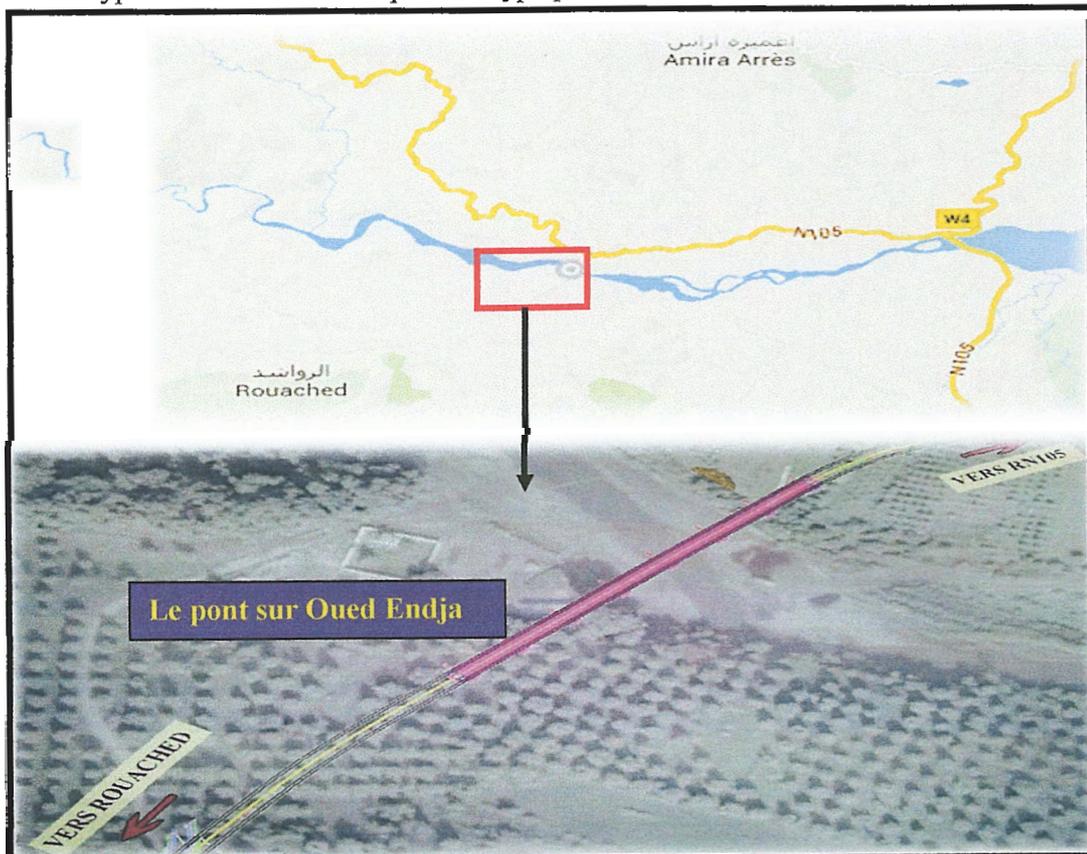


Figure 1.1: Situation géographique du site étudié.

⁽¹⁾ RN 105 : Route nationale N°105.



Figure 1.4: Le lit mineur d'Oued Endja.

1.6. Couvert végétal

Le couvert végétal de la région de Rouached est relativement faible. Il se résume essentiellement, à des plantations d'oliviers et des cultures dans le lit majeur de l'Oued Endja.

1.7. Sismicité de la région

Le Nord Algérien est connu pour son activité sismique. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques de convergence de la plaque Africaine au Sud et de la plaque Eurasienne au Nord. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans les zones épacentrales.

En Algérie il existe cinq zones définies en fonction de leur sismicité croissante (**Figure 1.5**):

Zone 0: sismicité négligeable ;

Zone I: sismicité faible ;

Zone II (IIa-IIb): sismicité moyenne ;

Zone III: sismicité élevé.

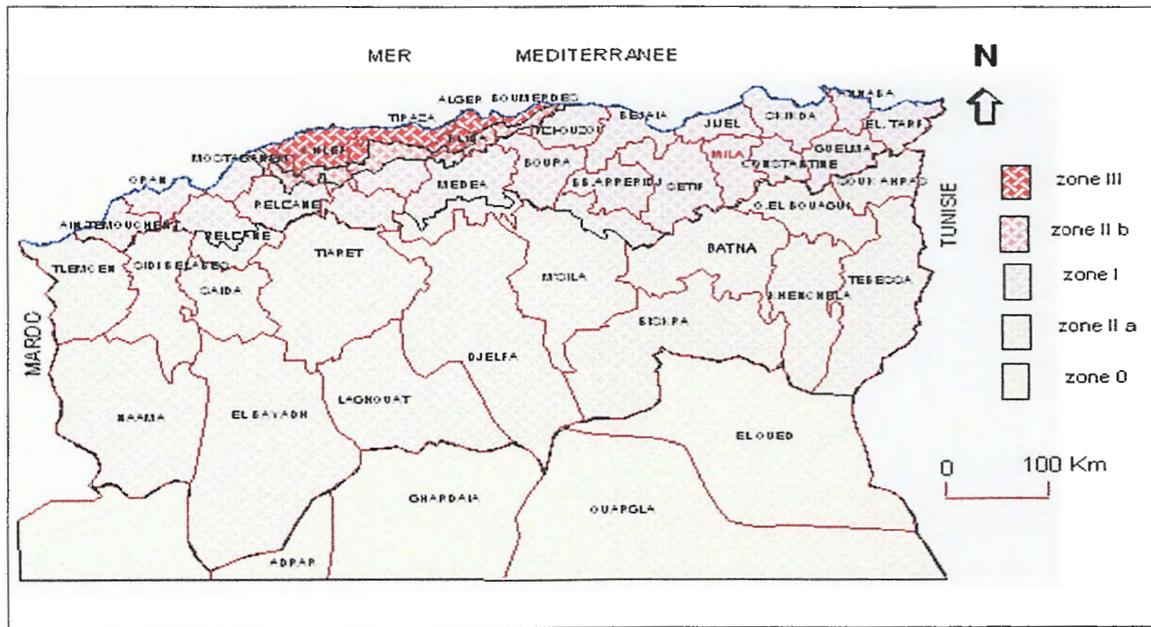


Figure 1.5: Carte sismique de l'Algérie selon le R.P.A ⁽²⁾ (version 2003).

D'après les enregistrements sismiques disponibles au niveau des stations sismiques, la région de Rouached est classée en zone de sismicité moyenne, bien que située dans une région ayant subi une histoire tectonique complexe marquée par un réseau de failles relativement denses (*Michel, 2000*), les magnitudes des séismes enregistrées varient entre 4 et 8 degrés sur l'échelle de Richter.

⁽²⁾ R.P.A : Règlement parasismique Algérien.

2.1. Introduction

Le bassin de Mila, connu souvent sous le nom du bassin de Mila-Constantine, est une vaste dépression de quelques quarantaines de kilomètres de largeur et de 120 km de longueur, correspondant au remplissage d'une dépression par des dépôts néogènes. Ces dépôts néogènes forment la couverture d'un substratum formé par un empilement de nappes de flysch et de séries telliennes généralement allochtones. Le substratum tellien de ce bassin peut parfois affleurer à la faveur de l'érosion. Les caractéristiques lithologiques de ces dépôts néogènes sont le résultat d'une synthèse à partir des travaux géologiques récents de *Coiffait (1992)* et des observations de terrain recueillies au niveau de différents sites. La **Figure 2.1** présente la colonne litho-stratigraphique des dépôts néogène du bassin de Mila.

L'identification, la délimitation et la cartographie des formations géologiques argileuses et marneuses dans la Wilaya de Mila met en évidence que plus de 21% de la lithologie de la wilaya est constituée d'argile, ce qui explique en partie les désordres occasionnés aux infrastructures de base.

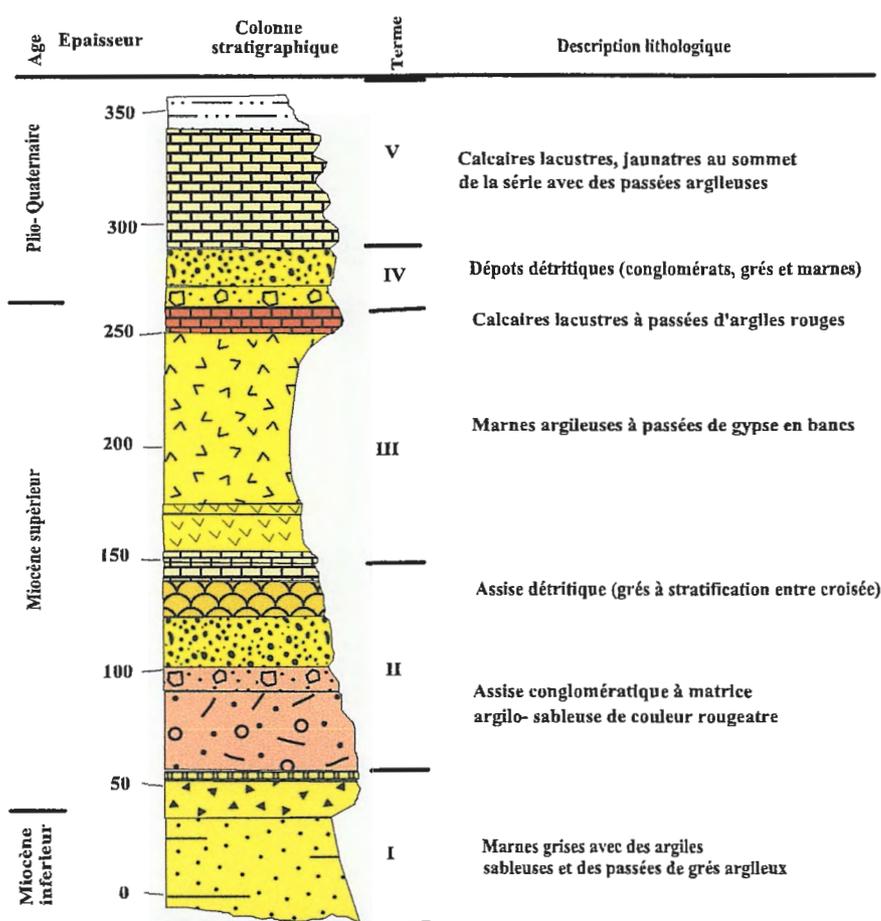


Figure 2.1: Colonne stratigraphique des dépôts néogène du bassin de Mila *Coiffait, 1992*
(légèrement modifiée)

2.2. Géologie du site

Lors de notre sortie sur le terrain d'étude nous avons constatés que le pont projeté sur Oued Endja est situé en zone tellienne ou les terrains affleurants sur site sont représentés par le crétacé sup- paléocène et les formations tardi-miocènes transgressives et discordants sur le tellien (**Figures 2.2, 2.3 et 2.4**). La géologie du site peut être décrite comme suit:

2.2.1. Formations telliennes

2.2.1.1. Le Paléocène

Il est représenté par les termes de l'Yprésien et du Lutétien.

a)- L'Yprésien

Il affleure de part et d'autres du site du projet sur les deux rives d'Oued Endja sous forme de lambeaux de calcaire massif à silex noyés dans les marnes. Les bancs de calcaire plongent vers le Nord.

b)- Le Lutétien

Il est représenté par des marnes noires avec des rares boules jaunes. Elles présentent un aspect effrité et souvent très érodée à l'endroit du site.

2.2.1.2. Le Sénonien

A tendance marno-calcaire, il forme le substratum de la zone d'étude et il est représenté par des bancs (cm à dm) des calcaires marneux verdâtres et des marnes posées plus ou moins épaisses grises à verdâtres.

2.2.2. Formations néogènes

Elles sont représentées par les dépôts transgressifs et discordance du miocène-pliocène caractérisés de bas en haut par ce qui suit :

- Marnes à gypse grises à débit en plaquette par endroit à aspect chaotique. Le gypse blanc se présente souvent en plaquettes minces centimétriques discontinues.
- Des conglomérats rougeâtres bien cimentés à éléments anguleux à sub-anguleux, hétérogènes de calcaire tellien.
- Ces conglomérats sont surmontées par des calcaires jaunes lacustres, caverneux à éléments sableux et pouvant admettre des débris de végétaux noirs.

- Le sommet de la série est caractérisé par des dépôts détritiques grossiers (graviers et sables) non consolidés à dépôts épais recouvrant quelques pentes, rives et collines.

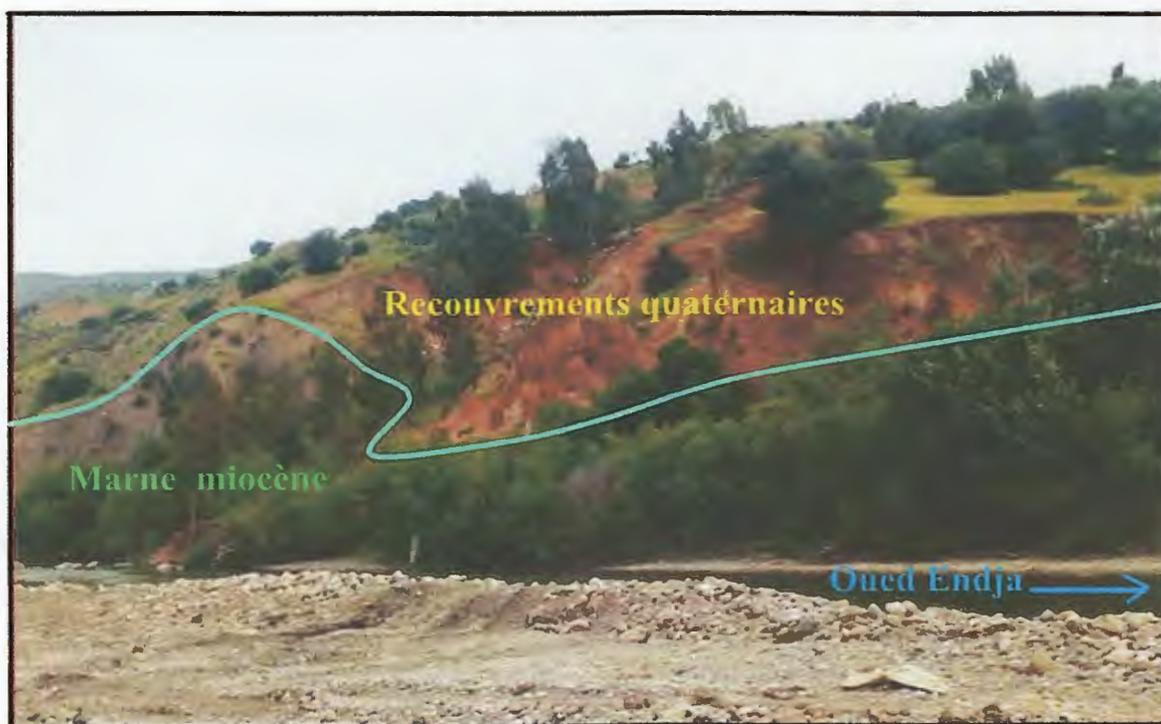
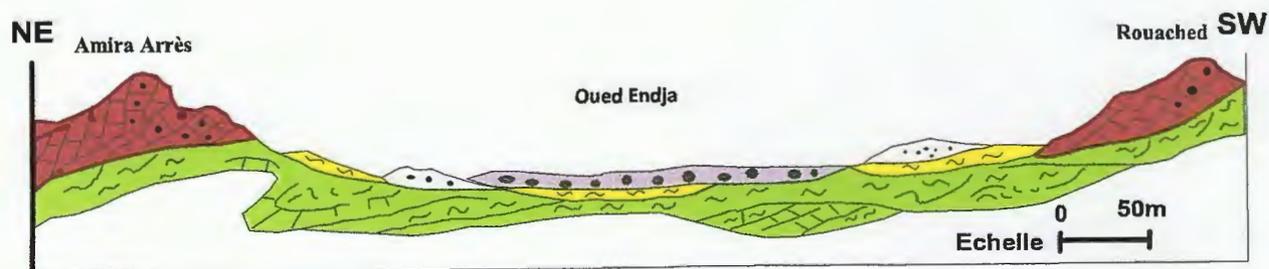


Figure 2.2: Disposition des recouvrements argileux au niveau de la rive nord du cours d'eau.



Légende

- | | | | |
|---|--|--|--------------------------|
|  | Calcaires massifs paléocène |  | Terrasses alluvionnaires |
|  | Marnes grises et marno-calcaire sénonien |  | Alluvions actuelles |
|  | Marnes à gypse miocène supérieur | | |

Figure 2.3: Coupe géologique montrant la structure des nappes telliennes au niveau du site étudié.

2.2.3. Litho stratigraphie au niveau du site étudié

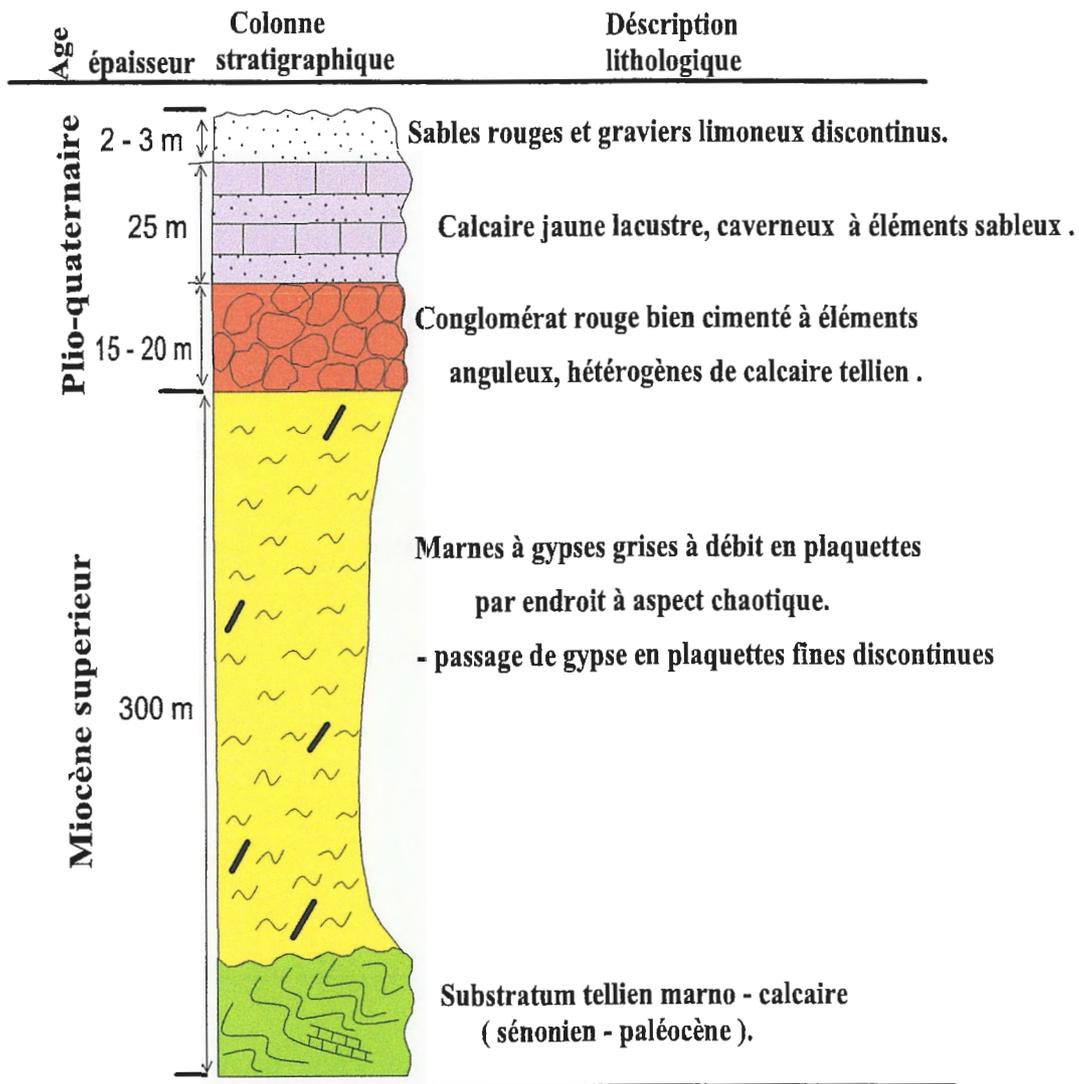


Figure 2.4: Colonne litho-stratigraphique du site étudié.

CHAPITRE 03

CONTEXTE HYDRO-CLIMATOLOGIQUE



3.1. Introduction

D'une façon générale, l'hydrologie peut se définir comme l'étude de cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux. On traitera plus particulièrement dans ce chapitre les apports d'eau dans cette région d'étude. (Précipitation, évapotranspiration, infiltration et ruissellement), seront aussi développés le bilan hydrologique et le régime caractéristique du fonctionnement du système hydrologique.

3.2. Situation géographique de sous bassin versant d'Oued Endja

Le sous Bassin versant d'Oued Endja fait partie du grand Bassin versant Kebir-Rhumel, situé à l'Est Algérien. Le sous Bassin versant d'Oued Endja, d'une superficie de 1633 km², occupe la partie occidentale du grand Bassin versant Kebir-Rhumel (**Figure 3.1**).

Il est limité au nord par les deux bassins côtiers constantinois ouest et centre, au Sud par le bassin versant des Hauts plateaux constantinois, à l'est par le bassin versant de la Seybouse, drainé par l'oued Seybouse et à l'ouest le bassin hydrographique Algérois-Hodna Soummam (*Melghit, 2010*).

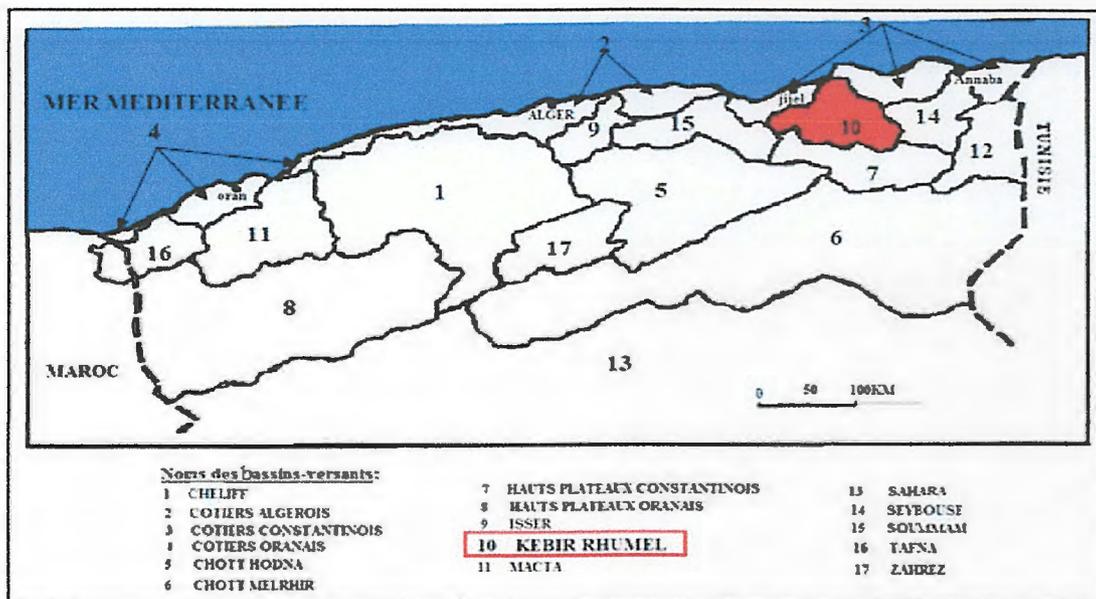


Figure 3.1: Carte de Situation géographique du bassin versant Kébir-Rhumel en Algérie
(*Mebarki, 1982 ; Modifié par Melghit, 2010*).

Le grand bassin du Kébir-Rhumel est subdivisé en sept (7) sous bassins. La zone étudiée fait partie du sous bassin de l'Oued Kébir amont Endja (**Figure 3.2** et **Tableau 3.1**).

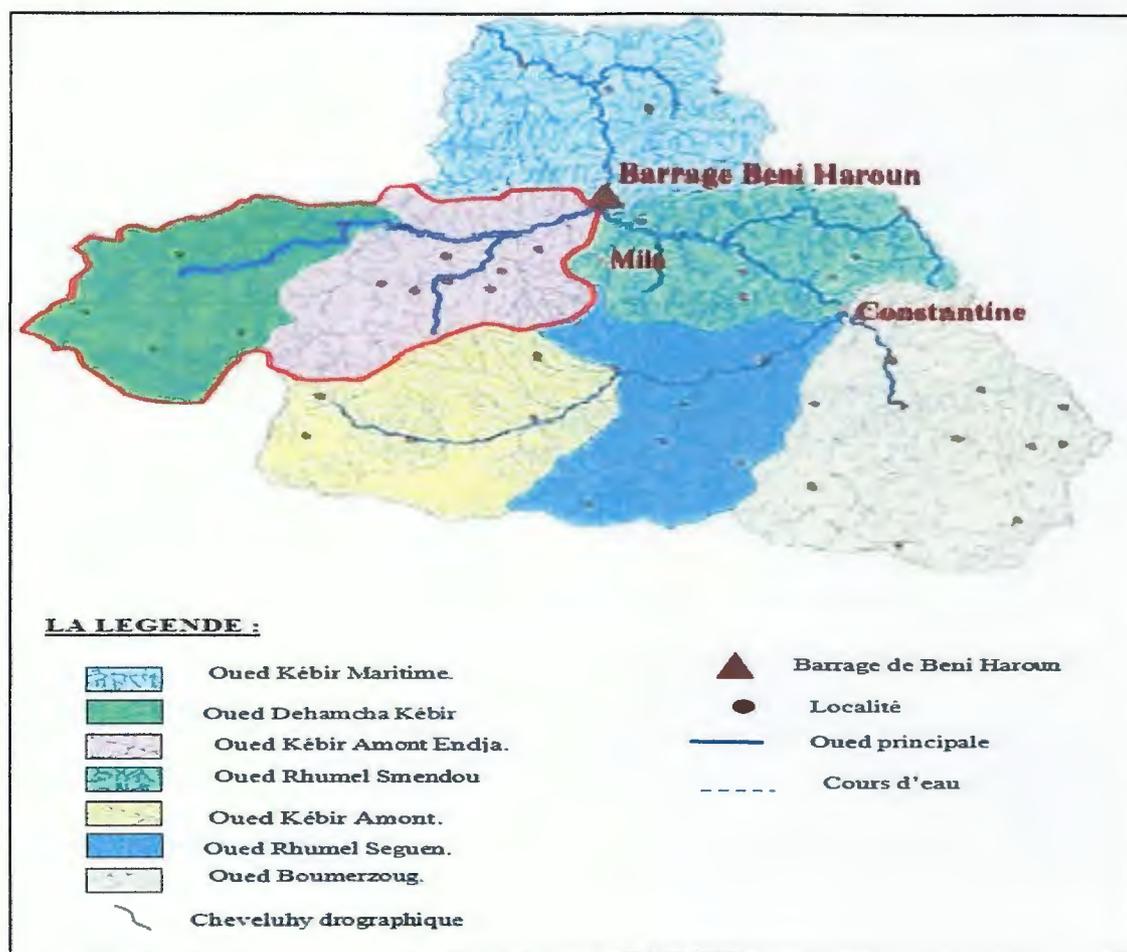


Figure 3.2: Découpage du bassin versant de Kébir-Rhumel (Mebarki, 1982).

Tableau 3.1: Les sous bassins du grand bassin versant du Kébir-Rhumel (ANRH)⁽³⁾.

Numéro de code de sous bassins	Sous bassin	Superficie en km ²
10 - 01	Oued DehamchaKébir Amont	1067
10 - 02	Oued Kébir Amont Endja	1102
10 - 03	Oued KébirAmont	1230
10 - 04	Oued RhumelSeguen	1150
10 - 05	Oued Boumerzoug	1832
10 - 06	Oued RhumelSmendou	1091
10 - 07	Oued Kébir Maritime	1339

⁽³⁾ ANRH: Agence Nationale des Ressources Hydriques.

3.3. Caractéristiques morpho-métriques du sous-bassin versant d'Oued Endja

Les différents paramètres morpho-métriques sont calculés sur la base de la carte topographique à l'échelle 1/200000 du sous-bassin d'Oued-Endja (Tableau 3.2).

Tableau 3.2: Caractéristiques morpho-métriques du sous bassin versant d'oued Endja (Oujadi, 1999).

Sous bassin	Périmètre (km)	Altitude moyen H moy (m)	Altitude médiane H50% (m)	Indice de compacité de grivelais (C)	Indice de pente global Ig (m/km)	Indice de pente de roche Ip (m/km)	Dénivelée simple D (m)	Dénivelée spécifique Dsp (m)
Oued Endja	207,64	838,75	845	1,12	9,84	3,50	833	397,68

Selon les valeurs de Dsp et Ig, on peut classer le relief du sous bassin d'Oued Endja comme étant un relief fort.

3.4. Caractéristiques Hydrographiques du sous bassin d'Oued Endja

Le réseau hydrographique est l'ensemble des cours d'eau et des affluents permanents ou temporaires, par lesquels s'écoulent toutes les eaux de ruissellement et convergent vers un seul point de vidange du bassin versant.

Selon Oujadi (1999) les affluents les plus importants de l'Oued Endja sont: Oued Dehamcha, Oued El-hlib et Oued Boussselah.

3.5. Analyse des caractéristiques climatiques

3.5.1. Pluviométries

L'histogramme de la distribution mensuelle de la pluviométrie représenté dans la Figure 3.3 montre un maximum pluviométrique de 113,4 mm au mois de décembre, et un minimum de 1,67 mm au mois de juillet (Tableau 3.3).

**Tableau 3.3: Précipitations moyennes mensuelles en mm durant 10 ans (2003 - 2013)
Station de Beni Haroun (D'après l'A.N.B.T)⁽⁴⁾.**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
Précipitations moyennes mensuelles en (mm)	43,59	45,95	74,27	113,4	80,94	99,91	72,85	65,47	37,31	14,83	1,67	2,7
Moyenne saisonnière	163,81 mm = 25,08 %			294,25 mm = 45,06 %			175,63mm = 26,90%			19,2 mm = 2,94%		
Annuel des précipitations	652,89 mm											

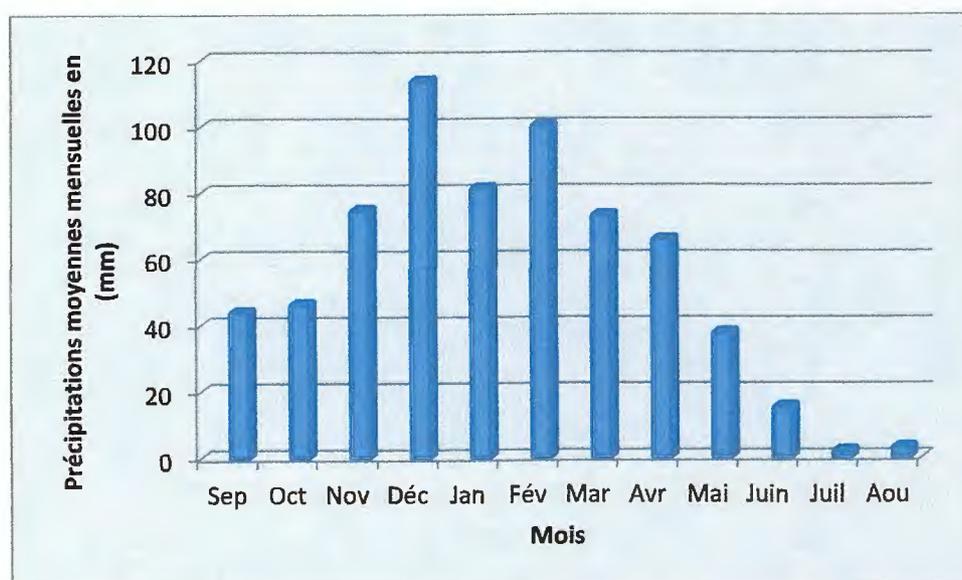


Figure 3.3: Distribution des précipitations moyennes mensuelles.

Notons la difficulté d'acquisition des données climatiques au près des agences concernées tell que l'ANRH ou l'ANBT surtout celles les plus récentes. Dans le cadre de se travail on a pu récupérer que les données de la période 2003-2013.

3.5.2. Températures

La température est un facteur qui contrôle le bilan hydrologique et permet l'estimation de l'évapotranspiration. Le **Tableau 3.4** et la **Figure 3.4** donne la répartition de la température moyenne mensuelle pour la période 2003 à 2013.

⁽⁴⁾ A.N.B.T: Agence Nationale des Barrages et des Transferts.

Le maximum des températures est atteint en mois d'Aout avec 27 C° et le minimum est enregistré au mois de Février avec 8,02 C°. La température moyenne annuelle est de l'ordre de 16,44 C°.

Tableau 3.4: Températures moyennes mensuelles en C° durant 10 ans (2003 - 2013) Station de Beni Haroun (D'après l'A.N.B.T).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
Températures moyennes mensuelles en C°	22,45	18,46	12,62	9,01	8,18	8,02	10,63	14,32	17,3	22,8	26,53	27

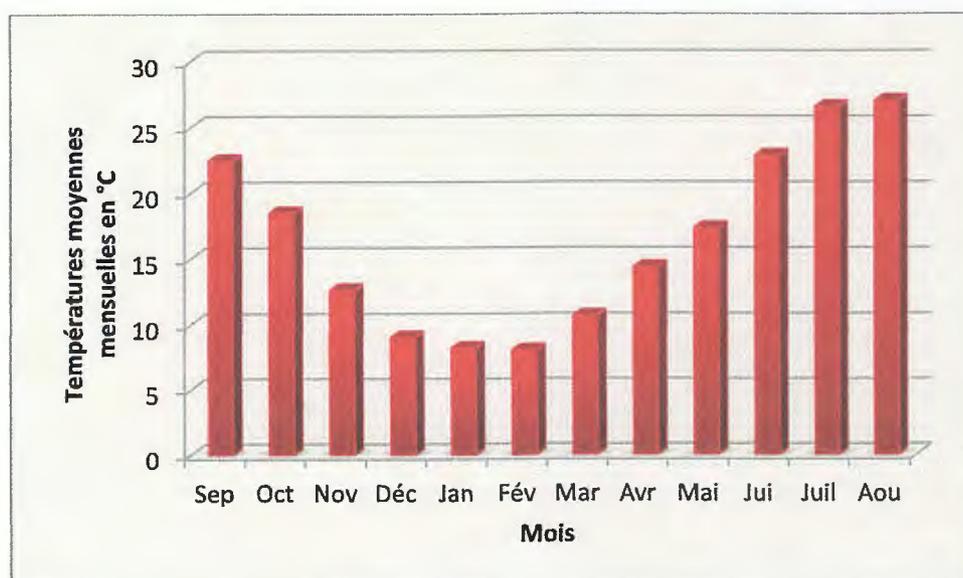


Figure 3.4: Distribution des températures moyennes mensuelles.

3.5.3. Graphe Ombro-thermique

Le diagramme Ombro-thermique résulte de la combinaison de deux paramètres climatiques principaux, en l'occurrence les précipitations et les températures. Cette relation permet d'établir un graphique Ombro-thermique sur lequel les températures sont portées à l'échelle double des précipitations (**Figure 3.5**).

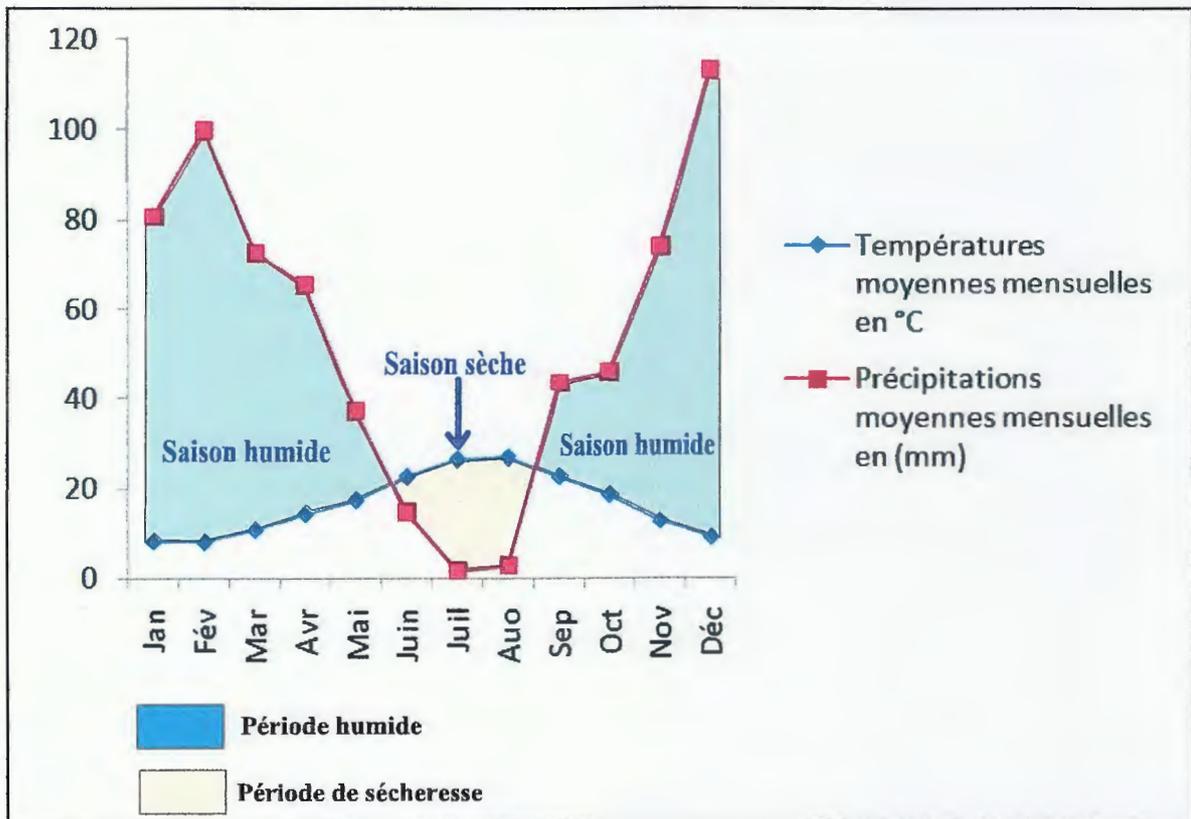


Figure 3.5: Graphe Ombro-Thermique (Station de Beni Haroun, période 2003 - 2013).

D'après le graphe Ombro-Thermique, la période de sécheresse s'étale entre la mi-Mai et la mi-septembre de chaque année agricole.

3.6. Bilan hydrologique

L'établissement du bilan hydrologique d'une région consiste à évaluer la répartition des précipitations reçues sur une surface entre les trois paramètres suivants:

- L'évapotranspiration (**ETR**) ;
- Le ruissellement (**R**) ;
- L'infiltration de l'eau en sous sol (**I**).

Dans ce contexte, ruissellement, l'infiltration et l'évapotranspiration constituent les trois paramètres qui conditionnent le manque ou l'abondance de l'eau dans une région.

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

$$P = ETR + R + I + W_a \dots\dots\dots(3.1)$$

Avec:

P: Précipitations moyennes annuelles (mm) ;

ETR: Evapotranspiration réelle (mm) ;

I: Infiltration (mm) ;

R: Ruissellement (mm) ;

Wa: Variation des réserves (mm), souvent négligeable.

3.6.1. L'évapotranspiration

L'évapotranspiration est un phénomène complexe, regroupant à la fois des processus de transpiration physique de l'eau contenue dans le sol et des processus biologiques, correspondant à l'utilisation de l'eau atmosphérique et de l'eau du sol par le vivant (végétation et animaux).

On distingue deux types d'évapotranspiration:

➤ **Évapotranspiration potentielle (ETP)**

C'est la distribution de l'eau sous forme de vapeur de la surface terrestre vers l'atmosphère, soit par voie biologique (transpiration) ou par transpiration physique (Evapotranspiration).

➤ **Évapotranspiration réelle (ETR)**

Par définition l'évapotranspiration réelle (ETR) est la quantité d'eau évaporée ou transpirée selon les conditions climatiques réelles. L'ETR est une fonction de l'ETP et de la quantité d'eau présente dans le sol.

3.6.2. Calcul de l'évapotranspiration

3.6.2.1. L'évapotranspiration potentielle (ETP)

L'ETP de Thornthwaite est une fonction de la température. Pour cela on va utiliser les données de la station de Béni Haroun.

La formule utilisée pour le calcul de l'ETP selon Thornthwaite est donnée comme suit :

$$\text{ETP} = 16 \left(\frac{10T}{I} \right)^a \dots\dots\dots(3.2)$$

Avec:

ETP: Evapotranspiration potentielle en mm ;

T: Température moyenne mensuelle du mois considéré exprimé en °C ;

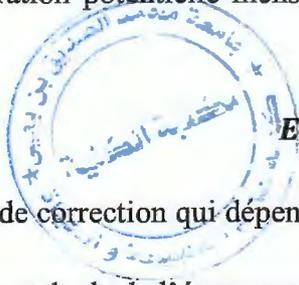
i: Indice thermique mensuel: $i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1,514}$ (3.3)

I: Indice thermique annuel égal à la somme des indices mensuels des 12 mois de l'année ;

I = Σi ce qui implique que : **I = 77,43**

a: Exposant climatique calculé à partir de la formule suivante: **a = 0,016 (I) + 0,5** ce qui implique que: **a = 1,73**

L'évapotranspiration potentielle mensuelle corrigée (**ETPc**) est obtenue à partir de la formule suivante:



ETPc = ETP . K.....(3.4)

K: Coefficient de correction qui dépend du mois et de l'altitude du lieu.

Les résultats des calculs de l'évapotranspiration potentielle sont regroupés dans le (**Tableau 3.5**).

Tableau 3.5: Calcule de l'ETPc selon la méthode de Thornthwaite.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
P(mm)	43,59	45,95	74,27	113,4	80,94	99,91	72,85	65,47	37,31	14,83	1,67	2,7	652,89
T(C°)	22,45	18,46	12,62	9,01	8,18	8,02	10,63	14,32	17,3	22,8	26,53	27	197,32
i	9,71	7,22	4,06	2,43	2,10	2,04	3,13	4,91	6,54	9,94	12,51	12,84	77,43
ETP	100,90	71,92	37,25	20,79	17,59	17,00	27,68	46,35	64,28	103,64	134,70	138,85	780,95
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	103,92	69,76	32,03	17,46	15,30	14,45	28,51	50,98	77,77	126,44	167,02	161,06	864,7

3.6.2.2. L'évapotranspiration réelle (ETR)

Formule de Turc

La formule de Turc est déduite des observations faites sur de nombreux bassins et applicable à tous les climats. Elle fait intervenir les hauteurs des précipitations annuelles et la température moyenne annuelle. Cette formule s'écrit:

$$ETR = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots \dots \dots (3.5)$$

Avec : $L = 300 + 25T + 0.05T^3 \dots \dots \dots (3.6)$

ETR: Désigne l'évapotranspiration réelle, exprimée en (mm) ;

P: Désigne la précipitation annuelle, exprimée en (mm) ;

L: Pouvoir évaporant de l'atmosphère.

Tableau 3.6: Calcul de l'ETR par la formule de Turc.

Paramètres	P (mm)	T (C°)	L	ETR (mm)	ETR/P (%)
Station Beni Haroun (2003- 2013)	652,89	16,44	933,16	553,87	84,83

3.6.3. Calcul du bilan hydrologique

D'après Thornthwaite, un bilan hydrologique mensuel peut être établi avec l'intégration des précipitations et de l'évaporation potentielle (ETP).

Cette méthode permet l'estimation des paramètres suivants chaque mois:

- L'évapotranspiration réelle (**ETR**) ;
- La réserve facilement utilisable (**RFU**) ;
- Le déficit agricole (**DA**); $DA = ETP - ETR$;
- L'excédent (water surplus **Wa**).

Le principe de calcul est basé sur les cas suivants:

- Si les précipitations du mois (P) sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle **ETR = ETP.**
- Si les précipitations du mois (P) sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle (ETP), dans ce cas, Thornthwaite admet l'utilisation d'une Réserve Facilement Utilisable (RFU) de 100mm. $ETR = \sum pi + RFU$ celle-ci est supposée mobilisée comme suit:
 - Si $P + RFU > ETP \longrightarrow ETR = ETP$;
 - Si $P + RFU < ETP \longrightarrow ETR = P + RFU$.

Le **Tableau 3.7** présente le bilan hydrologique de la Station de Beni Haroun pour la période (2003 – 2013).

Tableau 3.7: Bilan hydrologique (Station de Beni Haroun période: 2003 – 2013).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total (mm)
P(mm)	43,59	45,95	74,27	113,4	80,94	99,91	72,85	65,47	37,31	14,83	1,67	2,7	652,89
ETPc	103,92	69,76	32,03	17,46	15,30	14,45	28,51	50,98	77,77	126,44	167,02	161,06	864,7
P-ETPc	-60,33	-23,81	42,24	95,94	65,64	85,46	44,34	14,49	-40,46	-111,61	-165,35	-158,36	/
RFU	0	0	42,24	100	100	100	100	100	59,54	0	0	0	/
ETR	43,59	45,95	32,03	17,46	15,30	14,45	28,51	50,98	77,77	14,83	1,67	2,7	345,24
EX	0	0	0	95,94	65,64	85,46	44,34	14,49	0	0	0	0	/
DA	60,33	23,81	0	0	0	0	0	0	0	111,61	165,35	158,36	419,46

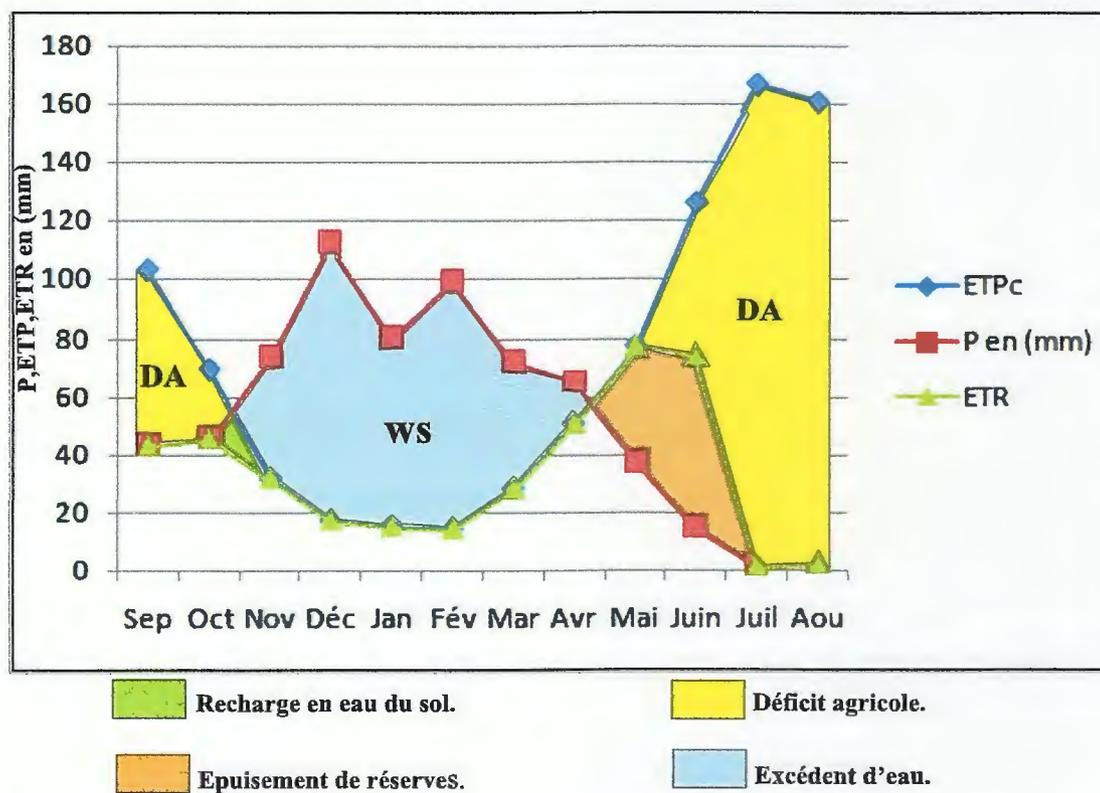


Figure 3.6: Représentation graphique du bilan hydrologique (Station de Beni Haroun période 2003 – 2013).

3.6.4. Interprétation du bilan hydrologique

L'examen des données récapitulées dans le tableau précédent et les résultats donnés par le graphique du bilan hydrologique permet d'en déduire les résultats suivants:

- Les précipitations atteignent leur maximum au mois de décembre (période durant laquelle l'évapotranspiration potentielle (ETP) atteint son minimum). Cette dernière atteint son maximum au cours de la période sèche plus précisément au mois de juillet.
- L'allure de la courbe représentant l'ETP donne une meilleure symétrie que celle des précipitations. Ceci peut être expliqué par l'homogénéité de l'ETP durant l'année, qui est due au fait qu'elle est en fonction de la température suivant une loi normale, par contre les précipitations sont hasardeuses et irrégulières d'un mois à un autre ou d'une année à l'autre.
- L'excédent d'eau est enregistré du mois de novembre au mois d'avril. L'augmentation du volume d'eau durant cette période entraîne la saturation du sol.
- Le déficit agricole s'étend sur la période sèche de l'année où un épuisement des réserves est observé.
- La recharge du sol en eau commence à partir de la mi-octobre jusqu'à la mi-novembre. Les réserves sont saturées et les demandes pour l'irrigation sont satisfaites.

3.6.5. Ruissellement

L'estimation du ruissellement, selon Tixeront et Berkaloff, se fera à partir des précipitations moyennes annuelles et de l'ETP calculée par la méthode de Thornwaite. Elle s'applique beaucoup plus aux grands bassins versants hydrologiques.

$$R = P^3 / (3[ETP]^2) \dots \dots \dots (3.7)$$

Avec :

R: Ruissellement en (mm) ;

P: Précipitation moyenne annuelle (mm) ;

ETP: évapotranspiration potentielle.

Le résultat obtenu est: $R = (652,89)^3 / 3 (864,7)^2$ ce qui donne : **R = 124,07 mm**

$$R(\%) = \frac{(R \times 100)}{P} = \frac{124,07 \times 100}{652,89} \longrightarrow R = 19 \% \dots \dots \dots (3.8)$$

La valeur du ruissellement (R) obtenue est 124,07mm ce qui représente 19 % de la précipitation.

3.6.6. Infiltration

L'infiltration représente la quantité d'eau qui pénètre dans le sol et le sous-sol, elle alimente les eaux souterraines, eau de rétention, écoulement hypodermique ⁽⁵⁾, écoulement souterrain et la reconstitution des réserves aquifères. Elle est estimée à partir de la formule du bilan hydrologique.

$$P = ETR + R + I + Wa \dots \dots \dots (3.9)$$

Considérons $Wa = 0$

$$P = ETR + R + I \quad \text{avec; } I = (P - ETR) - R \dots \dots \dots (3.10)$$

Ce qui donne: $I = (652,89 \text{ mm} - 345,24 \text{ mm}) - 124,07 \text{ mm}$ alors, $I = 183, 58 \text{ mm}$

En pourcentage: $I (\%) = (I \times 100) / P \dots \dots \dots (3.11)$

Ce qui donne: $I (\%) = 28,11\%$.

On obtient alors une quantité d'eau infiltrée de l'ordre de $I = 28, 11\%$.

3.7. Conclusion

Les données hydroclimatiques du sous bassin versant d'Oued Kébir Amont Endja laissent apparaître que la région est caractérisée par un climat tempéré, marqué par des précipitations importantes.

Pour l'ingénieur chargé d'implanter des ouvrages de franchissement des rivières, il est importe de connaitre la Côté des fonds sous laquelle les sédiments et / ou alluvions ne seront pas déplacés et les sols érodés.

Autour d'une pile de pont le lit de la rivière se creuse localement plus ou moins profondément. Les affouillements ne se produisent pas uniquement dans les sols pulvérulents ; les sols cohérents sont également érodés, de même que les roches tendres et altérées ou compactes.

Il est de la plus grande importance pour le projeteur de pouvoir déterminer la profondeur des affouillements possible, l'amplitude et les conditions de formation.

⁽⁵⁾ Écoulement hypodermique : c'est l'écoulement de sub surface, situé dans les horizons de surface partiellement ou totalement saturés en eau.

Il pourra ainsi définir le type de fondation adapté et les protections à envisager au tour des fondations de l'ouvrage.

CHAPITRE 04

CONTEXTE GEOTECHNIQUE



4.1. Introduction

Indépendamment, des lois obligeant les maîtres d'ouvrage public ou privé à exécuter des études géologique et géotechnique avant d'apprécier le comportement et la nature lithologique du sol, la campagne de reconnaissance réalisée dans le cadre de ce projet consiste en des essais de laboratoire et des essais in situ. L'objectif de cette campagne de reconnaissances géotechnique est de préciser la description des terrains étudiés, de définir les méthodes d'exécution et le système de fondation de l'ouvrage projeté avec le meilleur rapport sécurité /cout (*Philipponat, 2003*).

4.2. Description de l'ouvrage

Il s'agit d'un pont de sept (07) travées de **33,40 m** de longueur. Le schéma statique est représenté par des poutres isostatiques sur des appareils d'appuis en néoprène. Le tablier est composé de sept (07) poutres principales en béton précontraint, avec un d'entre-axe de **1,50m**. La dalle à une largeur de **10,5 m** et une épaisseur de **20 cm** qui sera coulée sur un coffrage perdu.

Les culées⁽⁶⁾ du pont sont du type culé mur, et les piles sont du type pile voile. Ces supports sont des éléments en béton armé coulé sur place.

4.3. Campagne de reconnaissances géotechniques

4.3.1. Essais in situ

Le laboratoire L.G.G Bouibaoune Lakhdar (*2014*) a procédé aux reconnaissances des sols en réalisant les essais in situ suivants:

-Trois (03) sondages carottés de 20m de profondeur dans le but est de permettre de:

- Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches ;
- Déterminer la nature du sous-sol ;
- Prélever des échantillons pour réaliser les essais d'identification des sols au laboratoire.

-Trois (03) essais de pénétration dynamique ont été réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique lourd type SEDIDRILL 140/GEOTOOL 75(Norme AFNOR P 94-114) poussés à 20m de profondeur lorsque le refus n'est pas intervenu avant d'atteindre cette profondeur ; le but c'est de :

⁽⁶⁾ Culée: la culée d'un pont est la partie située sur la rive destinée à supporter le poids du tablier.

- Déterminer la profondeur de chaque horizon et la résistance à la pénétration dynamique.
- Recouper les résultats avec les coupes géologiques et celles des sondages carottés.
- Localiser les couches tendres et de faible résistance.

Les trois (3) sondages carottés ont été réalisés à une profondeur de vingt mètres (20m), le premier sondage (SCN°01) été exécuté au niveau de la culée Côté de la RN 105, un deuxième sondage (SC N°02) a été effectué au niveau de l'Oued et un troisième (SC N°03) au niveau de la culée Côté Rouached.

La (Figure 4.1) montre une vue du site étudié avec l'indication des emplacements des trois(03) sondages carottés réalisés dans le cadre de la campagne des reconnaissances géotechniques de ce projet.



Figure 4.1: Les endroits des sondages carottés au niveau du site.

Le **Tableau** suivant regroupe la description des sols à partir des trois sondages carottés réalisés au niveau du site étudié.

Tableau 4.1: Description lithologiques des sols constituant le site étudié.

Sondages	Profondeur (m)	Lithologie
N°01	0,00 à 9,00	Argile beige avec des blocs de calcaire
	9,00 à 10,50	Argile marneuse brune
	10,50 à 20,00	Marne grises à noires friable
N°02	0,00 à 10,70	Alluvions grossières (TVO)
	10,70 à 14,20	Argile marneuse brune
	14,20 à 20,30	Marnes grises à noire friable
N°03	0,00 à 9,20	Alluvions grossières (TVO)
	9,20 à 11,10	Argile marneuse brune
	11,10 à 20,00	Marnes grises à noires friables

4.3.2. Essais en laboratoire

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques, mécaniques et chimique du sol. Ces essais se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes des sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis, l'échantillon doit être représentatif et non remanié (*Costet et al, 1981*).

Le laboratoire chargé de l'étude à réaliser les essais d'identification des sols suivant :

4.3.2.1. Essais physiques

➤ Les paramètres physiques des sols étudiés

- Mesure de la teneur en eau W_n (%) selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-1 2005 ;

- Mesure du poids volumique γ_d (t/m^3) ;

- Mesure du degré de saturation S_r (%).

Les valeurs moyennes fournies par le laboratoire LGG Bouibaoune sont regroupées dans le **Tableau 4.2.**

Tableau 4.2: Paramètres physiques des sols étudiés.

Sondages	Profondeur(m)	Nature lithologique	Paramètres mesures		
			Densité sèche γ_d (T/m ³)	Teneur en eau W_n (%)	Degré de saturation S_r (%)
N°01	9,50 à 10,50	Argile marneuse brune	1,70	20,05	95,74
N°02	11,00 à 12,00	Argile marneuse brune	1,65	25,14	100
N°03	15,20 à 16,00	Marne schisteuse	1,62	27,14	99,65

D'après les paramètres physiques le sol étudié est légèrement humide et dense avec un degré de saturation

➤ **Les limites d'Atterberg**

La détermination des limites d'Atterberg a été faite selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-12 2005. Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Par définition, les limites d'Atterberg sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux aura un comportement plastique (*Magnan, 2001*).

- Limite de liquidité **WL%** ;
- Limite de plasticité **WP%** ;
- L'indice de plasticité **IP**, ($IP = WL - WP$).

Les résultats des limites d'Atterberg effectués sur quelques échantillons des sols étudiés sont récapitulés dans le **Tableau 4.3.**

Tableau 4.3: Résultats des limites d'Atterberg (L.G.G, 2014).

Sondages	Profondeur (m)	WL (%)	WP(%)	IP	IC
N°01	9,50 à 10,50	54,27	24,41	29,86	1,14
N°02	11,00 à 12,00	58,58	27,64	31,94	1,07
N°03	15,20 à 16,00	56,63	29,87	26,76	1,10

D'après la classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande (Figure 4.2), il s'agit d'une argile très plastique (At)

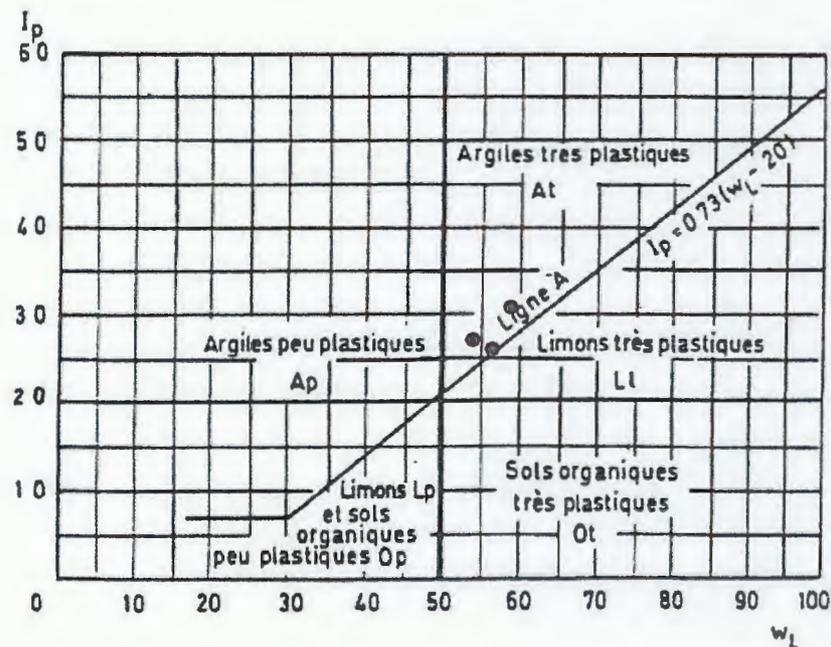


Figure 4.2: Classification des sols étudiés selon l'abaque de plasticité de Casagrande.

➤ Analyse granulo-sédimentométrique

Les analyses granulométriques et sédimentométriques étaient réalisées selon les normes XP CEN ISO/TS 17892-4 Aout 2005 et NF P 94-057-1992. Le **Tableau 4.4** récapitule les résultats des essais granulo-sédimentométriques pour les sols étudiés.

Tableau 4.4 : Résultats de l'analyse granulo-sédimentométrique.

Sondages	Profondeur (m)	Diamètre des grains (%)					Nature de l'échantillon
		d = 2 μ m	d = 60 μ m	d = 80 μ m	d = 2mm	60 - 200mm	
N°01	9,50 à 10,50	30	62	72	88	100	Argile marneuse brune
N°02	11,00 à 12,00	44	72	83	95	100	Argile marneuse brune
N°03	15,20 à 16,00	52	80	90	100	100	Marne schisteuse

4.3.2.2. Essais mécaniques

➤ Essai de cisaillement

Pour mesurer la résistance au cisaillement des sols au laboratoire il existe deux types d'essais, le cisaillement direct et l'essai triaxial.

Pour le cisaillement direct ou rectiligne ; l'appareil le plus souvent utilisé est celui de Casagrande (essai non consolidé non drainé ϕ_{UU} et C_{UU}) selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-10 Aout 2005. Cet essai permet de déterminer ce qui suit:

- La cohésion interne apparente du sol (C_{UU} t/m²) ;
- L'angle de frottement interne au sol (ϕ_{UU}°).

Les Tableaux 4.5, 4.6 et 4.7 regroupent les caractéristiques mécaniques (C, ϕ) des sols au niveau du site du projet.

Tableau 4.5: Caractéristiques mécaniques au niveau du sondage N° 01.

Couche N°	Profondeur (m)	Nature lithologique	ϕ°	C (t/m ²)
01	0,00 à 9,00	Argile marneuse brune	10	7,50
02	9,00 à 10,50	Argile marneuse brune	03	7,70
03	10,50 à 20,00	Marne schisteuse	35	10

Tableau 4.6: Caractéristiques mécaniques au niveau du sondage N° 02.

Couche N°	Profondeur (m)	φ°	C (t/m^2)
01	0,00 à 10,70	35	0
02	10,70 à 14,20	03	7,2
03	14,20 à 20,00	35	10

Tableau 4.7: Caractéristiques mécaniques au niveau du sondage N° 03.

Couche N°	Profondeur (m)	φ°	C (t/m^2)
01	0,00 à 9,20	35	0
02	9,20 à 11,10	03	7,2
03	11,10 à 20,00	35	10

A travers ces Tableaux nous remarquons que les valeurs de l'angle de frottement interne des sols étudiés varient de 03° à 35° selon la nature du sol ainsi que la cohésion qui varie entre $0 t/m^2$ et $10 t/m^2$. donc le sol étudié est un sol cohérent et fortement résistant au cisaillement.

➤ Essai œdométrique

L'essai de compressibilité à l'œdomètre pour but d'étudier la consolidation d'échantillon de sol intact représentatif du milieu soumis à des charges verticales avec déformations latérales nulles ou empêchées selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-5 Aout 2005. Cet essai permet de déterminer ce qui suit:

- La pression de consolidation (**Pc bars**) ;
- Le coefficient de compressibilité (**Cc**) d'après *Philipponnat et Bertrand, (2003)* le sol peut être classé selon sa compressibilité comme suit :

$Cc < 0,02$	—————→	Sol incompressible ;
$0,020 < Cc < 0,050$	—————→	Sol très peu compressible ;
$0,050 < Cc < 0,100$	—————→	Sol peu compressible;
$0,100 < Cc < 0,200$	—————→	Sol moyennement compressible;
$0,200 < Cc < 0,300$	—————→	Sol assez fortement compressible;
$0,300 < Cc < 0,500$	—————→	Sol très compressible;
$Cc > 0,500$	—————→	Sol extrêmement compressible.

- Coefficient de gonflement (**Cg**). Selon *Magnan (2001)* les sols peuvent être classés selon leur potentiel de gonflement comme suit:

$C_g < 0,005$ —————> sol non gonflant ;

$C_g > 0,005$ —————> sol pouvant gonfler.

Les résultats obtenus par les essais œdométriques réalisés sur les sols du site étudié sont récapitulés dans le **Tableau 4.8**.

Tableau 4.8: Résultats des essais œdométriques.

Sondages	Profondeur (m)	Pression de consolidation Pc (Bar)	Coefficient de compressibilité Cc (%)	Coefficient de gonflement Cg (%)
N°01	9,50 à 10,50	2,46	22,59	3,20
N°02	11,00 à 12,00	3,06	13,95	3,41
N°03	15,20 à 16,00	3,18	23,92	3,03

D'après les valeurs du Coefficient de compressibilité (**Cc**) et du Coefficient de gonflement (**Cg**) les sols étudiés sont moyennement compressible et pouvant gonfler.

4.3.2.3. Analyses chimiques

L'examen des résultats des analyses chimiques montré que le sol a une faible agressivité au béton, dont les valeurs des ions SO_4^- sont comprises entre **3482mg/kg** et **4184mg/kg**.

Quant aux valeurs des carbonates ($CaCO_3$), elles sont comprises entre **28,55%** et **38,45%**.

Cependant, les analyses chimiques faites sur deux échantillons de l'eau d'Oued Endja ont montré que cette eau contient des éléments de sulfate de l'ordre de **6429 mg/kg** à **7009 mg/kg**.

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau 4.9: Résultats des analyses chimiques sur les sols étudiés.

Sondages	Profondeur(m)	Paramètres mesurés		
		Insoluble	Carbonate CaCO ₃ %	Sulfate So ₄ ⁻
N°01	9,50 à 10,50	74,25	28,55	3732
N°02	11,00 à 12,00	68,95	35,42	4184
N°03	15,20 à 16,00	65,14	38,45	3482

D'après les résultats des analyses chimiques, le sol étudié est un sol à une faible agressivité aux bétons.

4.4. Coupe géotechnique du site

La corrélation entre les sondages carottés réalisés au niveau du site étudié nous a permis d'établir la coupe géotechnique de la **Figure 4.3**, qui regroupe les différentes formations rencontrées. Ce type de coupe est très utile dans le choix du type de fondation et de la profondeur d'ancrage de ces dernières. Elle permet aussi d'avoir une lecture visuelle de la lithologie et des valeurs moyennes des caractéristiques physico-mécaniques des sols étudiés.

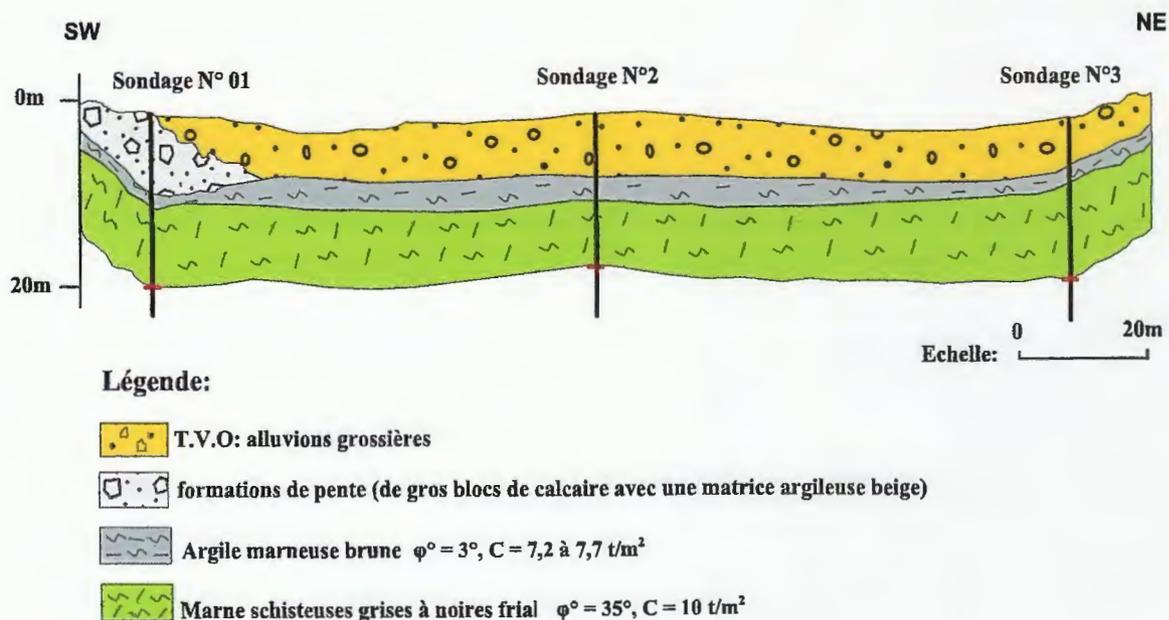


Figure 4.3: Coupe géotechnique du site du pont submergé reliant la RN 105 à Rouached.

4.5. Capacité portante d'un pieu foré isolé à partir des formules statiques

Les charges nominales (capacité portante) d'un pieu isolé peuvent être obtenues en basant sur les formules statiques utilisées en mécanique des sols (*Forni, 1981*). Sachant que:

- Pour chaque couche de sol il faut connaître les densités (γ et γ') la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (φ).
- Les fondations profondes mobilisent le sol par frottement latéral et par effet de pointe proportionnellement à leur section.

4.5.1. Principe de calcul de la force portante d'un pieu foré

Les fondations profondes mobilisent le sol par frottement latéral et/ou par effet de pointe proportionnellement à leur section (**Figure 4.4**). La force portante d'un pieu peut être estimée comme suite:

$$Q_l = Q_p + Q_f \dots \dots \dots (4.1)$$

Avec :

Q_l : Force portante limite ;

Q_p : Force portante due à la pointe ;

Q_f : Force portante due au frottement latéral (sol/pieu).

Soit sous la forme plus détaillée suivante :

$$Q_l = S \cdot q_l + A \cdot q_f \dots \dots \dots (4.2)$$

Avec :

A : Surface latérale du pieu dans les couches traversées par ce dernier ;

S : Section de la pointe du pieu ;

q_f : Frottement latéral unitaire ;

q_l : Pression limite sous la pointe.

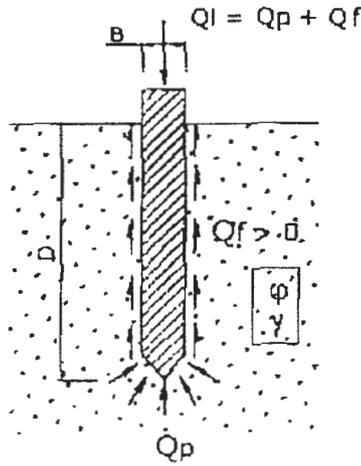


Figure 4.4: Force portante d'un pieu (Costet et Sanglerat, 1983).

4.5.2. Résistance due à la pointe

On utilise la formule suivante par (Forni, 1981):

$$Q_p = \pi \frac{B^2}{4} (Nq \sum_{i=1}^n \gamma_i D_i + 1, 3C \cdot N_c) \dots \dots \dots (4.3)$$

Les essais réalisés par Caquot et Kerisel sur pieux de petits diamètres ont permis de proposer pour le facteur de portance Nq les valeurs ci-dessous :

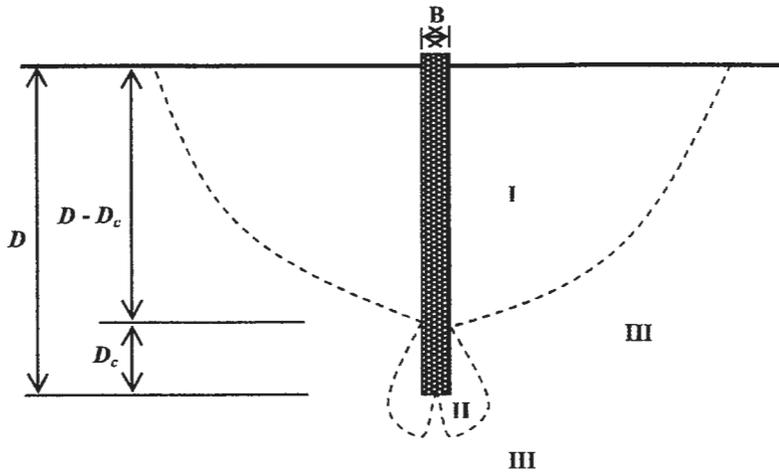
$$Nq = (10)^{Ntg\phi} ; Nc = \frac{Nq - 1}{tg\phi} \dots \dots \dots (4.4)$$

Avec :

- $N = 3,7$ si $B < 32$ cm ;
- $N = 2,7$ si $B = 32$ cm ;
- B : diamètre du pieu ;
- ϕ° : angle de frottement interne du sol de la couche porteuse au niveau de la pointe.

- Si $B > 32$ cm: $Nq = tg^2(45 + \frac{\phi}{2}) e^{\pi tg\phi}$ (identique au coefficient des fondations superficielles).

Remarque: Les valeurs proposées pour Nq par Caquot et Kerisel sont valables à condition que le pieu aura un engagement minimum dans le bon sol égal à la fiche critique $Dc = \frac{B}{4} Nq^{2/3}$ comme le montre la Figure 4.5.



Zone I : correspond au frottement latéral le long du fut, le milieu est en équilibre de quasi-butée ;
Zone II : correspond à l'effort en pointe, le milieu est en équilibre de butée ;
Zone III : situées au-delà des lignes de glissement, dans ces zones, le milieu est en équilibre pseudo-élastique.

Figure 4.5: Schéma de fonctionnement d'un pieu (Forni, 1981).

4.5.3. Frottement latéral

Le frottement latéral ne sera pris en compte que sur la hauteur (D-Dc), ou D représente la fiche du pieu.

- **Milieu pulvérulent**

En s'enfonçant dans le sol le pieu refoule le terrain en engendrant dans le massif une réaction de butée inclinée d'un angle (δ) avec l'horizontale telle que:

$$q_f = \gamma \cdot z \cdot K_p \cdot \sin \delta \dots \dots \dots (4.5)$$

Avec, K_p le coefficient de butée correspondant à un écran vertical.

Si on désigne par p le périmètre de la section du pieu, à la cote Z, on adopte pour Q_f la relation suivante :

$$Q_f = p \cdot q_f \cdot \frac{z}{2} = p (K_p \sin \delta) \gamma \frac{z^2}{2} \dots \dots \dots (4.6)$$

Dans la pratique, est en particulier:

- Pour les milieux peu denses, c.à.d. ceux pour lesquels on a (φ = 28° à 34° et γ = 1,7 à 1,8 t/m³) il est conseillé d'adopter : δ = - (2/3) φ
- Pour les milieux denses pour lesquels on a (φ = 34° à 42° et γ = 1,8 à 1,9 t/m³) il est conseillé d'adopter: δ = - φ

Afin de faciliter les calculs de portante Caquot propose dans le **Tableau 4.10** les valeurs de k_p sin (-φ) et k_p sin (- 2/3 φ).

Tableau 4.10: Valeurs du coefficient K_p (Forni, 1981).

φ°		0	10	15	20	25	30	35	40	45
Milieux denses	$K_p \sin(-\varphi)$	0	0,285	0,567	1,03	1,88	3,21	5,85	11,3	23,7
Milieux peu denses	$K_p \sin(-2/3\varphi)$	0	0,186	0,364	0,641	1,10	1,88	3,27	5,9	11,4

• **Milieu à la fois frottant et cohérent**

Dans ce cas on ajoute au frottement unitaire calculé pour les milieux pulvérulents l'incidence de la cohésion. L'action de la cohésion étant assimilée à l'effet d'une surcharge, l'expression de la force unitaire de frottement est donnée par la formule suivante:

$$q_{fc} = (C \cdot \cotg) \sin \delta = C \cdot K_c \dots \dots \dots (4.7)$$

Les valeurs du coefficient K_c sont données dans le Tableau 4.11 pour $\delta = -\varphi$ et $\delta = -2/3\varphi$

Tableau 4.11: Valeurs du coefficient K_c (Forni, 1981).

φ°		0	10	15	20	25	30	35	40	45
Milieux denses	$K_p \sin(-\varphi)$	1	1,6	2,06	2,70	3,62	5,01	7,27	10,36	17,97
Milieux peu denses	$K_p \sin(-2/3\varphi)$	1	1,24	1,43	1,67	2,00	2,47	3,14	4,04	5,39

Remarque: dans le cas d'un un sol purement cohérent ($\varphi = 0$) le frottement unitaire aura la valeur suivante: $q_f = C \cdot K_c = 1$

• **Formule pratique de Caquot et Kerisel**

Caquot et Kerisel proposent d'adopter pour le calcul de q_f la valeur expérimentale suivante:

$$q_f = Cu \frac{1 + cu^2}{1 + 7cu^2} \dots \dots \dots (4.8)$$

Avec; Cu la cohésion non drainée exprimée en bars.

- **Coefficient de sécurité**

Il est d'usage d'adopter les coefficients de sécurité ci-dessous pour avoir la force portante admissible d'un pieu Q_{ad} ; à savoir $F_s = 2$ pour l'effort de point seul et $F_s = 3$ pour le frottement latéral. D'où la force portante admissible aura pour valeur :

$$Q = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3} \dots \dots \dots (4.9)$$

4.5.4. Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé

Dans ce qui suit une application numérique est proposée à titre d'exemple pour un pieu foré isolé de diamètre $B = 0,8$ m et une fiche $D = 13$ m au niveau du sondage N°01.

(a) Effort de pointe Q_p

$$Q_p = s \cdot q_p = \pi \frac{B^2}{4} (Nq \sum_{i=1}^n \gamma_i D_i + 1,3 C N_c)$$

Avec:

$$D = 13 \text{ m ;}$$

$$\varphi = 35^\circ ;$$

$$B = 0,8 \text{ m ;}$$

$$\rho = 1,16 \Rightarrow \gamma = 1,16 \text{ t/m}^3 ;$$

$$C = 10 \text{ t/m}^2.$$

Calcul des facteurs de portance N_q et N_c :

$$N_q = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi tg \varphi} \text{ (lorsque } B > 32 \text{ cm) Donc ; } N_q = tg^2(45 + 35/2) e^{3,14 tg 35} = 33,25$$

$$N_c = (N_q - 1) / tg \varphi \text{ Donc; } N_c = (33,25 - 1) / tg 35 = 46,07$$

$$\Rightarrow Q_p = \frac{3,14 (0,8)^2}{4} [(33,25) (1,16) (13) + (1,3) (10) (46,07)] = 552,80 \text{ t}$$

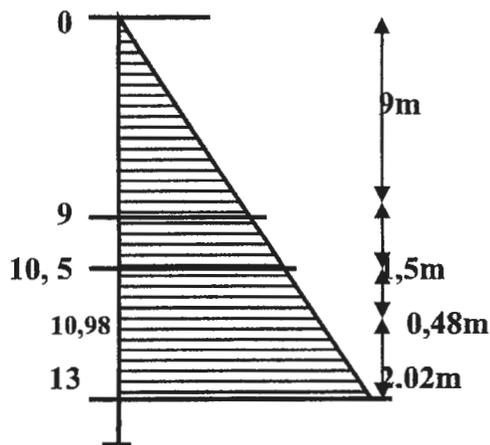
(b) Effort du au frottement latéral Q_f

La longueur minimale nécessaire pour mobiliser l'effort de point est : $D_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3}$

$$\Rightarrow D_c = \frac{0,8}{4} N_q^{2/3} = 2,02$$

\Rightarrow Le frottement latéral agira donc sur une longueur de $(13\text{m} - 2,02\text{m}) = 10,98$ m à partir du terrain naturel.

- **L'effet du frottement latéral**



➤ **De 0 à 9m:** l'angle de frottement $\varphi = 10^\circ$; et $\gamma = 1,10 \text{ t/m}^3$;

A partir du Tableau qui donne le coefficient k_p en fonction de φ , on a $K_p \cdot \sin \delta = 0,186$

$$q_{fp} = \gamma \cdot Z \cdot K_p \cdot \sin \delta = [(1,10) (9) (0,186)] = 1,84 \text{ t/m}^2$$

➤ **De 9 à 10,5 m:** $\varphi = 3^\circ$; $\gamma = 1,05 \text{ t/m}^3$ et $K_p \cdot \sin \delta = 0,05$

$$q_{fp} = (1,05) (10,5) (0,05) = 0,55 \text{ t/m}^2$$

➤ **De 10,5 à 10,98 m:** $\varphi = 35^\circ$; $\gamma = 1,16 \text{ t/m}^3$ et $K_p \cdot \sin \delta = 5,85$

$$q_{fp} = (1,16) (10,98) (5,85) = 74,51 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{fp} = (3,14) (0,8) \left[\frac{(1,84)(9)}{2} + \frac{(1,84) + (0,55)}{2} (1,5) + \frac{(0,55) + (74,51)}{2} (0,48) \right] \Rightarrow Q_{fp} = 70,55 \text{ t}$$

- **L'effet de la cohésion**

➤ **De 0 à 9m:** $C = 7,5 \text{ t/m}^2$; $\varphi = 10^\circ$;

A partir du tableau qui donne le coefficient K_c en fonction de φ (*Forni, 1981*) ; $K_c = 1,24$

$$q_{fc} = C \cdot K_c = (7,5) (1,24) = 9,3 \text{ t/m}^2$$

➤ **De 9 à 10,5 m:** $C = 7,7 \text{ t/m}^2$; $\varphi = 3^\circ$ et $K_c = 1,072$

$$q_{fc} = (7,7) (1,072) = 8,25 \text{ t/m}^2$$

➤ **De 10,5 à 10,98 m :** $C = 10 \text{ t/m}^2$; $\varphi = 35^\circ$ et $K_c = 7,27$

$$q_{fc} = (10) (7,27) = 72,7 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{fc} = (3,14)(0,8)[(9,3)(9) + (8,25)(1,5) + (72,7)(0,48)] \Rightarrow Q_{fc} = 328,99 \text{ t}$$

$$Q_f = Q_{fp} + Q_{fc} = (70,55\text{t}) + (328,99\text{t}) = 399,54 \text{ t}$$

(c) La charge limite du pieu (Q_l)

$$Q_l = Q_f + Q_p = (399,54\text{t}) + (552,80\text{t}) = 952,34\text{t}$$

(d) La force portante admissible d'un pieu (Q_{ad})

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3} = \frac{552,80\text{t}}{2} + \frac{399,54\text{t}}{3} = 409,58 \text{ t}$$

Les **Tableaux 4.12, 4.13 et 4.14** résument les résultats des calculs effectués pour l'ensemble des variantes proposées pour différentes ancrages et divers diamètres des pieux.

Tableau 4.12: Résultats de la capacité portante d'un pieu isolé au niveau du sondage N°01.

D (m) Fiche de pieu	B (m) Diamètre	Q_p (t) Force portante de pointe	Q_r (t) Force portante due au frottement latéral	Q_l (t) Charge limite verticale d'un pieu isolé	Q_{adm} (t) Force portante admissible
13	0,8	552,80	399,54	952,34	409,58
	1	863,75	332,7	1196,45	542,77
	1,2	1243,80	381,04	1624,84	748,91
16	0,8	610,93	1319,18	1930,11	799,19
	1	954,58	1444,09	2398,67	958,65
	1,2	1374,60	1488,68	2863,28	1183,52
19	0,8	669,06	2392,27	3061,33	1131,95
	1	1045,41	2735,48	3798,89	1440,53
	1,2	1505,39	3023,58	4528,97	1760,55

Tableau 4.13: Résultats de la capacité portante d'un pieu isolé au niveau du sondage N°02.

D (m) Fiche de pieu	B (m) Diamètre	Q_p (t) Force portante de pointe	Q_r (t) Force portante due au frottement latéral	Q_l (t) Charge limite verticale d'un pieu isolé	Q_{adm} (t) Force portante admissible
17	0,8	630,31	1251,38	1881,69	732,28
	1	984,86	1368,22	2353,08	948,70
	1,2	1418,19	1483,1	2901,29	1203,46
20	0,8	688,44	2281,71	2970,15	1104,79
	1	1075,69	2624,14	3699,89	1412,15
	1,2	1548,99	2876,53	4425,52	1733,33

Tableau 4.14: Résultats de la capacité portante d'un pieu isolé au niveau du sondage N°03.

D (m) Fiche de pieu	B (m) Diamètre	Q_p (t) Force portante de pointe	Q_r (t) Force portante due au frottement latéral	Q_l (t) Charge limite verticale d'un pieu isolé	Q_{adm} (t) Force portante admissible
14	0,8	572,17	919,53	1491,7	592,59
	1	894,02	968,99	1863,01	770
	1,2	1287,40	987,49	2274,89	972,86
17	0,8	630,31	1875,1	2505,41	940,18
	1	984,86	2131,5	3116,36	1202,93
	1,2	1418,19	2304,42	3722,61	1477,23
20	0,8	688,44	2984,11	3672,55	1338,92
	1	1075,69	3485,71	4561,4	1699,74
	1,2	1548,99	3890,36	5439,35	2071,28

4.6. Comportement d'un groupe de pieux

Le calcul théorique et celui basé sur les essais in situ ont montré que la portance d'un groupe de pieux, est plus faible que le produit de la portance d'un pieu considéré isolément par le nombre de pieux du groupe.

La réduction apportée à chaque pieu dépend de la forme, de la dimension du groupe, de la dimension de l'espacement et de la longueur des pieux. Les modifications concernant le comportement d'un groupe de pieux sont les suivantes:

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

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

- a) La mise en place d'un ensemble de pieu crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée.

b) La charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'effort et de déplacement, sur le comportement des pieux voisins (*Frank, 2003*).

4.6.1. Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe

4.6.1.1. Modifications de la capacité portante sous sollicitations axiales

La charge verticale limite ou capacité portante globale d'un groupe de (N) pieux peut 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 (*Frank, 2003; Bouafia, 2010*):

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \cdot \text{charge limite du pieu isolé}} \dots \dots \dots (4.10)$$

Avec N Le nombre de pieux composant le groupe.

(a) Groupe de pieux dans un sol cohérent

Dans ce cas le coefficient d'efficacité est plus petit des deux valeurs suivantes :

- La valeur de C_e donnée par la méthode de la pile fictive de Terzaghi, correspondant à un groupe de pieux et du sol entre les pieux comme une fondation monolithique et massive ayant une section droite et un périmètre égaux à ceux du groupe, et la fiche de ce radier fictif est égale à $2/3$ celle des pieux si ces derniers sont flottants, et est égale à toute la fiche s'ils travaillent en pointe, cette fondation sera calculée comme si elle était isolée, on obtient ainsi la charge limite du groupe.
- La valeur de ce coefficient est donnée par les relations suivantes (*Bouafia, 2005*):

$$C_e = 1 \text{ si } d/B < 1;$$

$$C_e = (1 + d/B)/4 \text{ si } 1 < d/B < 3.$$

▪ Cas d'un entre-axe supérieur à 3 diamètres

Une des règles suivantes est souvent adoptée.

- Le coefficient d'efficacité C_e est pris égale à 1 pour un entre-axe de 8 diamètres et 0,7 pour un entre-axe de 3 diamètres, et varie linéairement entre les deux.

- Le coefficient d'efficacité C_e peut être aussi calculé par la formule suivante (*Bouafia, 2010*).

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan B/S}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots \dots \dots (4.11)$$

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

- **Cas d'un entre-axe inférieur à 3 diamètres**

Dans ce cas, on considère l'ensemble des pieux et le sol qu'ils enserront comme une fondation massive fictive de périmètre P égal à celui du groupe, et de longueur égale à celle des pieux.

La charge de point Q_p et le frottement latéral Q_f sur cette fondation fictive sont déterminés comme indiqué précédemment. La capacité portante Q_l à retenir pour le groupe de pieux est alors la plus petite des deux valeurs : capacité portante de la fondation massive fictive et N fois la capacité portante du pieu isolé.

On trouve, en général, qu'il s'agit de la capacité portante de la fondation massive fictive dès que l'entre-axe est inférieur à 3 diamètres.

(b) Groupe de pieux dans un sol sans cohésion

Pour une charge centrée appliquée sur un groupe de pieux verticaux, les différentes études qui ont été faites ont abouti aux conclusions suivantes :

- **Cas des sables lâches**

Pour un petit groupe de pieux courts, on adopte un coefficient d'efficacité variant de 1,5 pour un entre-axe de 2 diamètres, à 1 pour un entre-axe de 4 diamètres.

Pour un groupe important de pieux long, le coefficient d'efficacité varie de 2 pour un entre-axe de 2 diamètres à 1 pour un entre-axe de 6 diamètres.

- **Cas des sables denses**

Le coefficient d'efficacité varie de 0,7 pour un entre-axe de 3 à 6 diamètres et à 1 pour un entre-axe de l'ordre de 8 diamètres.

4.6.1.2. Exemple de calcul de la charge limite du groupe de pieux

Nous présentons ci-dessous un exemple de calcul de la charge limite du groupe de pieux au niveau du l'endroit du sondage N°01 correspondant à l'emplacement de la culée N°01(coté la RN105).

On a : $\phi = 0,8$; $D = 13m$ et $C_e = 1 - \frac{2 \arctan B/S}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$

Pour différentes valeurs de l'entre axes le coefficient sera comme suit :

$$3\phi: C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{2,4}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,74;$$

$$4\phi: C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{3,2}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,81;$$

$$5\phi: C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{4}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,85.$$

Sachant que les valeurs de la charge limite d'un pieu isolé Q_1 sont regroupées dans les **Tableaux 4.12, 4.13 et 4.14** Par conséquent, la charge limite du groupe de pieux ($Q_{1\text{groupe}}$) = $C_e \times N \times$ charge limite du pieu isolé.

Ce qui donne pour la capacité portante du groupe de pieux ce qui suit en fonction des entres-axes proposés:

Avec un entre-axe de :

$$3\phi: Q_{1\text{groupe}} = (0,74) \cdot (6) \cdot (952,34) = 4228,38 \text{ tonne};$$

$$4\phi: Q_{1\text{groupe}} = (0,81) \cdot (6) \cdot (952,34) = 4628,37 \text{ tonne};$$

$$5\phi: Q_{1\text{groupe}} = (0,85) \cdot (6) \cdot (952,34) = 4856,93 \text{ tonne}.$$

Les **Tableaux 4.15 à 4.23** regroupent les variantes proposées pour notre projet afin de répondre à la question de la faisabilité des fondations profondes au niveau du site étudié et de contribuer par conséquent dans l'éclaircissement des choix techniques et des décisions prises par les services techniques de la DTP de Mila.

Tableaux 4.15, 4.16 et 4.17: Charge limite du groupe de pieux au niveau du sondage N°01 pour différents ϕ , D et S.

Pour un pieu de diamètre: $\phi = 0,8\text{m}$					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	C_e	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieu (t)
13	6	3 ϕ	0,74	952,34	4228,38
		4 ϕ	0,81		4628,37
		5 ϕ	0,85		4856,93
16		3 ϕ	0,74	1930,11	8569,68
		4 ϕ	0,81		9380,33
		5 ϕ	0,85		9843,56
19		3 ϕ	0,74	3061,33	13592,3
		4 ϕ	0,81		14878,06
		5 ϕ	0,85		15612,78

Pour un pieu de diamètre: $\phi = 1\text{m}$					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	C_e	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieu (t)
13	6	3 ϕ	0,74	1196,45	5312,23
		4 ϕ	0,81		5814,74
		5 ϕ	0,85		6101,89
16		3 ϕ	0,74	2398,67	10650,09
		4 ϕ	0,81		11657,53
		5 ϕ	0,85		12233,21
19		3 ϕ	0,74	3798,89	16867,07
		4 ϕ	0,81		18462,60
		5 ϕ	0,85		19374,33

Pour un pieu de diamètre: $\phi = 1,2\text{m}$					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	C_e	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieu (t)
13	6	3 ϕ	0,74	1624,84	7214,28
		4 ϕ	0,81		7896,72
		5 ϕ	0,85		8286,68
16		3 ϕ	0,74	2863,28	12712,96
		4 ϕ	0,81		13915,54
		5 ϕ	0,85		14602,72
19		3 ϕ	0,74	4528,97	20108,62
		4 ϕ	0,81		22010,79
		5 ϕ	0,85		23097,74

Tableau 4.18, 4.19 et 4.20: Charge limite du groupe de pieux au niveau du sondage N°02 pour différents ϕ , D et S.

Pour un pieu de diamètre: $\phi = 0,8\text{m}$					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	C_e	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieu (t)
17	8	3 ϕ	0,72	1881,69	10838,53
		4 ϕ	0,79		11892,28
		5 ϕ	0,83		12494,42
20		3 ϕ	0,72	2970,15	17108,06
		4 ϕ	0,79		18771,34
		5 ϕ	0,83		19721,79

Pour un pieu de diamètre: $\phi = 1\text{m}$					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	C_e	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieu (t)
17	8	3 ϕ	0,72	2353,08	13553,74
		4 ϕ	0,79		14871,46
		5 ϕ	0,83		15624,45
20		3 ϕ	0,72	3699,89	21311,36
		4 ϕ	0,79		23383,30
		5 ϕ	0,83		24567,26

Pour un pieu de diamètre: $\phi = 1,2\text{m}$					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	C_e	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieu (t)
17	8	3 ϕ	0,72	2901,29	16711,43
		4 ϕ	0,79		18336,15
		5 ϕ	0,83		19264,56
20		3 ϕ	0,72	4425,52	25490,99
		4 ϕ	0,79		37969,28
		5 ϕ	0,83		29385,45

Tableaux 4.21, 4.22 et 4.23: Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau du sondage N°03 pour différents ϕ , D et S.

Pour un pieu de diamètre: $\phi = 0,8\text{m}$					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	C_e	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieu (t)
14	6	3 ϕ	0,74	1491,7	6623,14
		4 ϕ	0,81		7249,66
		5 ϕ	0,85		7607,67
17		3 ϕ	0,74	2505,41	11124,02
		4 ϕ	0,81		12176,29
		5 ϕ	0,85		12777,59
20		3 ϕ	0,74	3672,55	16306,12
		4 ϕ	0,81		17848,59
		5 ϕ	0,85		18730

Pour un pieu de diamètre: $\phi = 1\text{m}$					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	C_e	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieu (t)
14	6	3 ϕ	0,74	1863,01	2871,76
		4 ϕ	0,81		9054,22
		5 ϕ	0,85		9501,35
17		3 ϕ	0,74	3116,36	13836,63
		4 ϕ	0,81		15145,50
		5 ϕ	0,85		15893,43
20		3 ϕ	0,74	4561,4	20252,61
		4 ϕ	0,81		22168,4
		5 ϕ	0,85		23263,14

Pour un pieu de diamètre: $\phi = 1,2\text{m}$					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	C_e	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieu (t)
14	6	3 ϕ	0,74	2274,89	10100,51
		4 ϕ	0,81		11055,96
		5 ϕ	0,85		11601,93
17		3 ϕ	0,74	3722,61	16528,38
		4 ϕ	0,81		18091,88
		5 ϕ	0,85		18985,31
20		3 ϕ	0,74	5439,35	24150,71
		4 ϕ	0,81		26435,24
		5 ϕ	0,85		27740,68

4.7. Calcul du tassement des pieux

4.7.1. Tassement élastique d'un pieu foré isolé

Le tassement élastique total d'un pieu sous charge verticale Q_w est :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots \dots \dots (4.12)$$

Avec :

S: tassement élastique total du pieu ;

S₁: tassement élastique du pieu ;

S₂: tassement élastique due à la pointe du pieu ;

S₃: tassement élastique due à la transmission de la charge le long du pieu.

• **Calcul de S₁:**

Le matériau constituant le pieu est supposé être élastique. Le tassement élastique du pieu est donné par le principe de la mécanique des matériaux :

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \dots \dots \dots (4.13)$$

Avec:

Q_{wp}: charge supporté par la pointe du pieu sous les conditions de travail;

Q_{ws}: résistance au frottement du pieu sous les conditions de travail;

A_p: section transversal du pieu;

L: longueur du pieu ;

E_p: Module de Young du matériau du pieu (dans notre cas c'est le béton armé).

La valeur de ξ dépend de la distribution de la résistance due au frottement dans le puits du pieu (**Figure 4.6**).

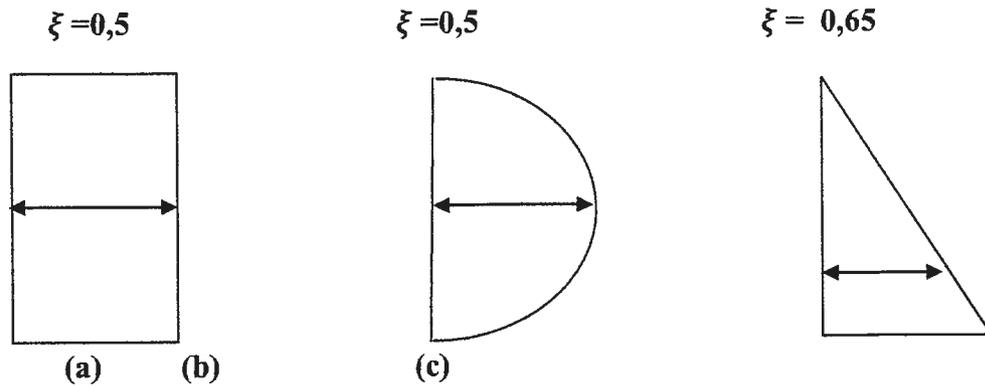


Figure 4.6: Distribution de frottement unitaire le long du puits du pieu (*Chelghoum, 2006*).

• **Calcul de S_2 :**

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

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} \dots\dots\dots(4.14)$$

Avec ;

q_p : Capacité portante ultime de pointe du pieu ;

$$q_p = \frac{Q_p}{A_p} \dots\dots\dots(4.15)$$

C_p : Coefficient empirique est donné dans le **Tableau 4.24** en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

Tableau4.24: Valeurs du coefficient C_p .

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

• **Calcul de S_3 :**

Le tassement S_3 a été donné aussi par une formule empirique par *Versais en 1977 (Chelghoum, 2006)*:

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p} \dots\dots\dots(4.16)$$

Avec ;

C_s : est le coefficient empirique donné par la relation suivante:

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) \cdot C_p \dots\dots\dots(4.17)$$

4.7.1.1. Exemple de calcul du tassement élastique d'un pieu foré isolé

Le tassement élastique pour un pieu foré isolé de diamètre $B = 0,8 \text{ m}$ et une fiche $D = 13 \text{ m}$ au niveau de sondage N°01 est comme suit : $S = S_1 + S_2 + S_3$

➤ Le tassement élastique du pieu: $S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$

Avec:

$$Q_{wp} = 552,80 \text{ t};$$

$$Q_{ws} = 399,54 \text{ t};$$

$$L = 13 \text{ m};$$

$$B = 0,8 \text{ m};$$

$$\xi = 0,65;$$

$$E_p = 20000 \text{ Mpa} = 20000 \cdot 10^2 \text{ t/m}^2;$$

$$A_p = \pi \frac{B^2}{4} = 3,14 \frac{(0,8)^2}{4} = 0,5024 \text{ m}^2.$$

$$S_1 = \frac{(552,80 + (0,65 \cdot 399,54)) \cdot 13}{0,5024 \cdot (20000 \cdot 10^2)} = \mathbf{0,010 \text{ m}}$$

➤ Le tassement élastique dû à la pointe du pieu: $S_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p}$

Avec:

$$q_p = \frac{Q_p}{A_p} = 1100,318 \text{ t/m}^2;$$

$C_p = 0,06$ d'après le Tableau 4.24.

$$S_2 = \frac{552,80 \cdot 0,06}{0,8 \cdot 1100,318} = \mathbf{0,037 \text{ m}}$$

➤ Le 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;

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) \cdot C_p \longrightarrow C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{13}{0,8}} \right) \cdot 0,06 = 0,094$$

$$S_3 = \frac{399,54 \cdot 0,094}{13 \cdot 1100,318} = \mathbf{2,625 \cdot 10^{-3} \text{ m}}$$

➤ Le tassement élastique total du pieu est :

$$S = 0,010 + 0,037 + 2,625 \cdot 10^{-3} = 0,049 \text{ m}$$

Tableau 4.25: Tassement d'un pieu isolé au niveau du sondage N°01 pour chaque variante proposée.

Profondeur D (m)	Diamètre B (m)	S1 (m)	S2 (m)	S3 (m)	S (m)
13	0,8	0,010	0,037	$2,625 \cdot 10^{-3}$	0,049
	1	$8,942 \cdot 10^{-3}$	0,047	$2,093 \cdot 10^{-3}$	0,058
	1,2	$8,576 \cdot 10^{-3}$	0,056	$2,317 \cdot 10^{-3}$	0,066
16	0,8	0,023	0,037	$6,644 \cdot 10^{-3}$	0,066
	1	0,019	0,047	$6,976 \cdot 10^{-3}$	0,072
	1,2	0,016	0,056	$6,886 \cdot 10^{-3}$	0,078
19	0,8	0,042	0,037	$9,643 \cdot 10^{-3}$	0,088
	1	0,034	0,047	0,010	0,091
	1,2	0,029	0,056	0,011	0,096

Tableau 4.26: Tassement d'un pieu isolé au niveau du sondage N°02 pour chaque variante proposée.

Profondeur D (m)	Diamètre B (m)	S1 (m)	S2 (m)	S3 (m)	S (m)
17	0,8	0,024	0,037	$5,867 \cdot 10^{-3}$	0,066
	1	0,020	0,047	$6,094 \cdot 10^{-3}$	0,073
	1,2	0,017	0,056	$6,327 \cdot 10^{-3}$	0,079
20	0,8	0,043	0,037	$8,575 \cdot 10^{-3}$	0,088
	1	0,035	0,047	$9,383 \cdot 10^{-3}$	0,091
	1,2	0,030	0,056	$9,866 \cdot 10^{-3}$	0,095

Tableau 4.27: Tassement d'un pieu isolé au niveau du sondage N°03 pour chaque variante proposée.

Profondeur D(m)	Diamètre B(m)	S1(m)	S2(m)	S3(m)	S(m)
14	0,8	0,016	0,037	$5,478.10^{-3}$	0,058
	1	0,013	0,047	$5,530.10^{-3}$	0,065
	1,2	0,011	0,056	$5,540.10^{-3}$	0,072
17	0,8	0,031	0,037	$8,791.10^{-3}$	0,077
	1	0,025	0,047	$9,494.10^{-3}$	0,081
	1,2	0,021	0,056	$9,832.10^{-3}$	0,086
20	0,8	0,052	0,037	0,011	0,100
	1	0,042	0,047	0,012	0,101
	1,2	0,036	0,056	0,013	0,105

4.7.2. Tassement élastique d'un groupe de pieu

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

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D.S}} \dots \dots \dots (4.18)$$

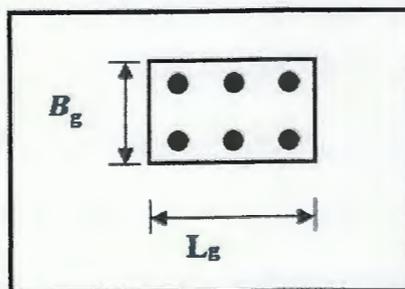
$S_{g(e)}$: tassement élastique du groupe de pieux en (mm) ;

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

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

B_g : largeur du groupe de pieux ;

L_g : longueur du groupe de pieu (m).



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

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

On a : $\phi = 0,8$; $D = 13$ m et $S = 0,049$ m

Sachant que les valeurs des tassements élastiques d'un pieu isolé S sont regroupées dans les **Tableaux 4.25, 4.26 et 4.27.**

Pour différentes valeurs de l'entre-axe, la largeur du groupe de pieux est comme suit:

$$3\phi: B_g = 3\phi + 1\text{ m} = 3,4 \text{ m} ;$$

$$4\phi: B_g = 4\phi + 1 \text{ m} = 4,2 \text{ m} ;$$

$$5\phi: B_g = 5\phi + 1 \text{ m} = 5 \text{ m}.$$

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

Donc, avec les différentes entre axes proposés on a:

$$\text{Pour } S = 3\phi: S_{g(e)} = 9,31 \text{ mm};$$

$$\text{Pour } S = 4\phi: S_{g(e)} = 10,35 \text{ mm};$$

$$\text{Pour } S = 5\phi: S_{g(e)} = 11,29 \text{ mm}.$$

Tableaux 4.28, 4.29 et 4.30: Tassement d'un groupe de pieux au niveau du sondage N°01 pour les différentes variantes proposées.

Diamètre B = 0,8 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	Bg	Tassement élastique d'un pieu S (mm)	Tassement élastique D'un groupe de pieu Sg (mm)
13	6	3φ	3,4	49	9,31
		4φ	4,2		10,35
		5φ	5		11,29
16		3φ	3,4	66	8,02
		4φ	4,2		8,91
		5φ	5		9,73
19		3φ	3,4	88	6,94
		4φ	4,2		7,72
		5φ	5		8,42

Diamètre B = 1 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	Bg	Tassement élastique d'un pieu S (mm)	Tassement élastique D'un groupe de pieu Sg (mm)
13	6	3φ	4	58	8,30
		4φ	5		9,28
		5φ	6		10,17
16		3φ	4	72	7,45
		4φ	5		8,33
		5φ	6		9,12
19		3φ	4	91	6,62
		4φ	5		7,41
		5φ	6		8,11

Diamètre B = 1,2 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	Bg	Tassement élastique d'un pieu S (mm)	Tassement élastique D'un groupe de pieu Sg (mm)
13	6	3φ	4,6	66	7,62
		4φ	5,8		8,55
		5φ	7		9,64
16		3φ	4,6	78	7,01
		4φ	5,8		7,87
		5φ	7		8,64
19		3φ	4,6	96	6,31
		4φ	5,8		7,09
		5φ	7		7,79

Tableaux 4.31, 4.32 et 4.33: Tassement d'un groupe de pieu au niveau du sondage N°02 pour les différentes variantes proposées.

Diamètre B = 0,8 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	Bg	Tassement élastique d'un pieu S (mm)	Tassement élastique D'un groupe de pieu Sg (mm)
17	8	3φ	3,4	66	8,02
		4φ	4,2		8,91
		5φ	5		9,73
20		3φ	3,4	88	6,94
		4φ	4,2		7,72
		5φ	5		8,42

Diamètre B = 1 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre-axe S (m)	Bg	Tassement élastique d'un pieu S (mm)	Tassement élastique D'un groupe de pieu Sg (mm)
17	8	3φ	4	73	7,40
		4φ	5		8,27
		5φ	6		9,06
20		3φ	4	91	6,62
		4φ	5		7,41
		5φ	6		8,11

Diamètre B = 1,2 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Bg	Tassement élastique d'un pieu S (mm)	Tassement élastique D'un groupe de pieu Sg (mm)
17	8	3φ	4,6	79	6,96
		4φ	5,8		7,82
		5φ	7		8,59
20		3φ	4,6	95	6,35
		4φ	5,8		7,13
		5φ	7		7,83

Tableaux 4.34, 4.35 et 4.36: Tassement d'un groupe de pieu au niveau du sondage N°03 pour les différentes variantes proposées.

Diamètre B = 0,8 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Bg	Tassement élastique d'un pieu S (mm)	Tassement élastique D'un groupe de pieu Sg (mm)
14	6	3φ	3,4	58	8,56
		4φ	4,2		9,51
		5φ	5		10,38
17		3φ	3,4	77	7,42
		4φ	4,2		8,25
		5φ	5		9,00
20		3φ	3,4	100	6,51
		4φ	4,2		7,24
		5φ	5		7,90

Diamètre B = 1 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Bg	Tassement élastique d'un pieu S (mm)	Tassement élastique D'un groupe de pieu Sg (mm)
14	6	3φ	4	65	7,84
		4φ	5		8,77
		5φ	6		9,60
17		3φ	4	81	7,02
		4φ	5		7,85
		5φ	6		8,60
20		3φ	4	101	6,29
		4φ	5		7,03
		5φ	6		7,70

Diamètre B = 1,2 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Bg	Tassement élastique d'un pieu S (mm)	Tassement élastique D'un groupe de pieu Sg (mm)
14	6	3φ	4,6	72	7,29
		4φ	5,8		8,19
		5φ	7		9,00
17		3φ	4,6	86	6,67
		4φ	5,8		7,49
		5φ	7		8,23
20		3φ	4,6	105	6,04
		4φ	5,8		6,78
		5φ	7		7,45

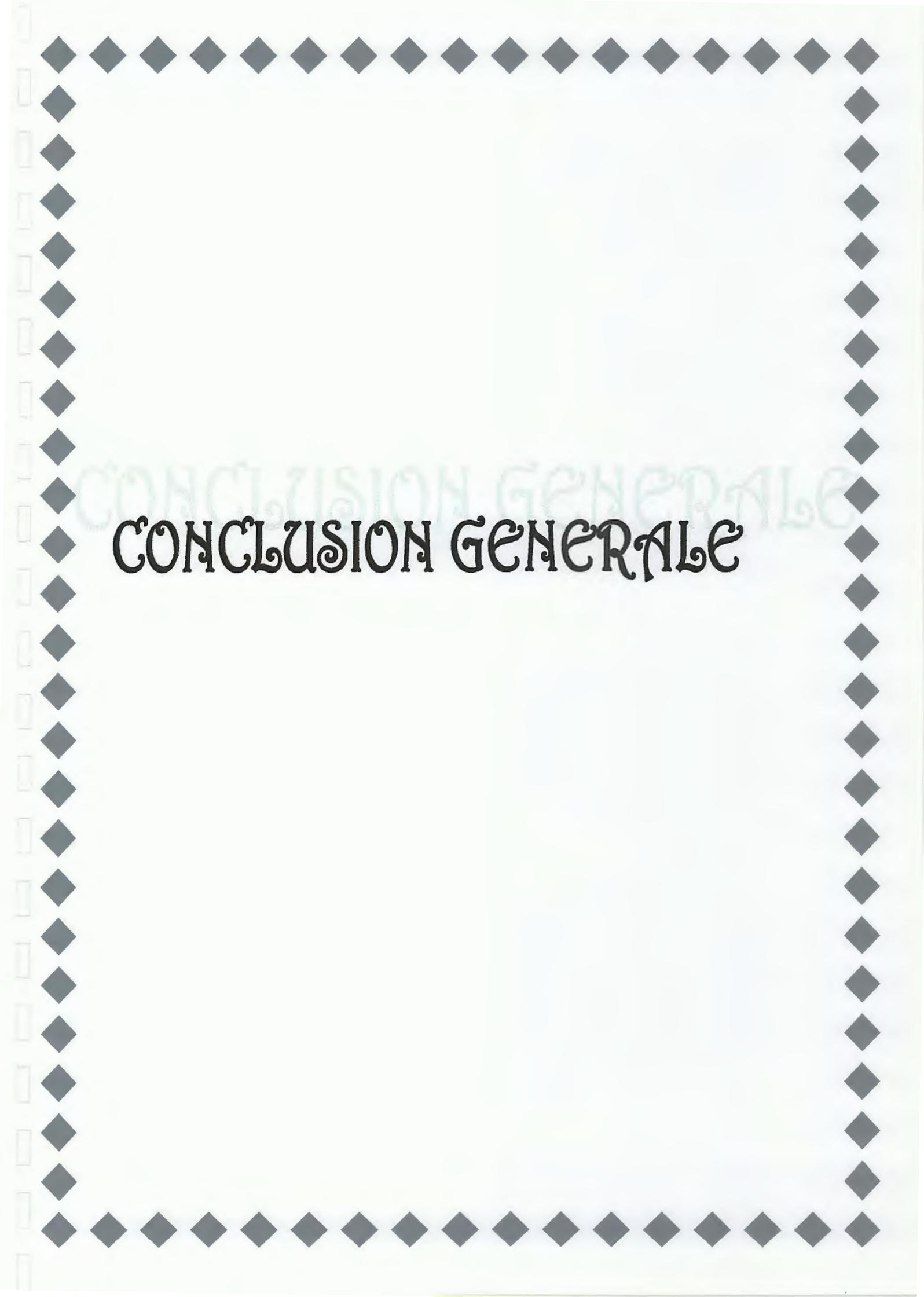
4.8. Conclusion

Les valeurs des tassements obtenus sont satisfaisants le fait que ce dernier sont moins que 1 cm en général.

Sachant que ces tassements ont été calculés en fonction de la contrainte limite du sol comme étant la contrainte de chargement des fondations ce qui est vraiment le cas le plus défavorable, car cette contrainte représente la contrainte de rupture du sol. Alors que la contrainte de service est généralement plus faible que celle de rupture.

Par conséquent, les tassements correspondants aux charges de service seront plus faibles d'avantages. Ces résultats confirment la bonne portance des sols sur lequel le pont est construit.

Concernant la phase de réalisation, nous proposons que les pieux forés soient tubés sur la hauteur des alluvions pour soutenir les parois des forages et éviter les éboulements de ces alluvions lors de l'exécution des travaux de forage.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude géologique et géotechnique de la reconstruction du pont submergé projeté pour relier la route nationale RN°105 et Rouached, nous venons de démontrer combien il est nécessaire et impératif de bien mener dans le détail une campagne de reconnaissance géotechnique préalable.

La géologie du site d'étude est essentiellement représentée par des argiles marneuses brunes en surface et des Marnes grises à noires friables. Ces formations, formant le substratum géotechnique de la région sont surmontées en discordance par les dépôts néogènes du bassin de Mila, comportant des conglomérats, des grès et des marne à gypse. A ces formations s'ajoutent également les dépôts alluvionnaires récents du lit de l'Oued Endja et des cônes de déjection.

Les sondages carottés réalisés pour l'étude géotechnique confirment la stratigraphie énumérée. Ainsi la corrélation entre les sondages carottés réalisés au niveau du site étudié a permis d'établir une coupe géotechnique qui montre les différentes formations rencontrées. Cette coupe était très utile dans le choix du type de fondations et de la profondeur d'ancrage de ces dernières.

Cette campagne vient de préciser la description des terrains étudiés, de définir les méthodes d'exécution et le système de fondation de l'ouvrage projeté avec le meilleur rapport sécurité/cout. D'après la classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande, il s'agit d'une argile très plastique (At), alors que d'après la classification selon le coefficient de compressibilité (Cc) et le coefficient de gonflement (Cg) le sol est moyennement compressible à non gonflant. **Les Tableaux 4.15 à 4.23** regroupent les variantes proposées pour le système de fondation notre projet afin de répondre à la question de la faisabilité des fondations profondes au niveau du site étudié et de contribuer par conséquence dans les choix techniques et les décisions prises par les services techniques de la DTP de Mila. A travers les résultats des tassements des pieux (pieu isolé ou groupe de pieux), les valeurs obtenues par la méthode élastique qui prend en compte la nature du sol et l'interaction sol-pieu seront très utiles dans la phase de l'avant-projet détaillé car dans notre cas, il s'agit des fondations profondes et nous préférons prendre le cas le plus défavorable pour avoir une marge de sécurité satisfaisante.

A travers ce travail nous espérons contribuer à faciliter le choix et la décision concernant l'infrastructure de cet ouvrage d'art et ceux à travers les différentes variantes proposées pour le système de fondation.

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

Nous souhaitons que notre travail soit un support utile pour les ingénieurs de la DTP de Mila dans leurs choix et décisions à venir.

BIBLIOGRAPHIE



Référence Bibliographique

Bouafia A. (2005). Calcul pratique des fondations et des soutènements, OPU, Algérie, 246p.

Bouafia A. (2010). Conception et calcul des ouvrages géotechniques, éditions Pages Bleues, Algérie, 441p.

Chelghoum N. (2006). Calcul et conception des fondations, publication de l'université Badji Mokhtar-Annaba 2006, 374p.

Coiffait P.E. (1992). Un bassin post-nappes dans son cadre structural : l'exemple du bassin de Constantine (Algérien nord-orientale). Thèse de Doctorat, Université de Nancy, 505p.

Côte M. (1998). Les régions bioclimatiques de l'Est algérien Rhumel n°6. 71p.

Costet J. et Sanglerat G. (1981). Cours pratique de mécanique des sols Tome 1- plasticité et calcul des tassements. Ed. Dunod. Paris, 285p.

Costet J. et Sanglerat G. (1983). Cours pratique de mécanique des sols Tome 2- calcul des ouvrages. Ed. Dunod. Paris, 477p.

Forni M. (1981). Fondations spéciales et reprises-en sous œuvre. Ed. Eyrolles, 172p.

Frank R. (2003). Calcul des fondations superficielles et profondes. Technique d'ingénieur, ENPC.

Magnan J.P. (2001). Description, identification, et classification des sols. Ed. Techniques de L'ingénieur (TI). Paris, 75 p.

Mebarki A. (1982). Le bassin de Kébir-Rhumel - Hydrologie de surface et aménagement des ressources en eau. Thèse de doctorat, 3ème cycle, Université de Nancy II, 304 p.

Melghit M. (2010). Qualité physico-chimique, pollution organique et métallique des compartiments Eau / Sédiments de l'Oued Rhumel, et des barrages Hammam Grouz et Béni Haroun. Mémoire de Magistère, Université Mentouri de Constantine, 175 p.

Michel J.P. (2000). Les techniques du béton compact au rouleau. Journée technique du 07 juin 2000, barrage de Beni Haroun, pp. 01-06.

Ouadjedi S. (1999). Etude hydrologique et hydrogéologique du barrage d'inferoflux dans la plaine de l'Oued Endja (Mila).Mémoire d'ingénieur d'état en géologie- option hydrogéologie, Université de Constantine, 161p.

Philipponnat G. et Bertrand H. (2003). Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles. Paris, 548 p.

الهدف من هذا العمل هو تقديم دراسة جيولوجية وجيوتقنية لموقع مخصص لإعادة بناء جسر مغمور يربط بين الطريق الوطني رقم 105 ومنطقة الرواشد بولاية ميلة. الموقع موضوع الدراسة يتواجد شمال منطقة الرواشد حيث يقطع مشروع الجسر ما يسمى بواد النجا. دراسة وتحليل نتائج التجارب المخبرية المنجزة في الموقع محل الدراسة سمحت لنا بوصف نوع التربة وخصائصها الفيزيائية والميكانيكية. كما أن حسابات قوة تحمل التربة فيما يخص الأساسات العميقة وحسابات قيم هبوط التربة المتحصل عليها تحت تأثير الحمولات الخارجية مكنتنا من اقتراح عدة خيارات تقنية فيما يخص الأساسات العميقة المقترحة في مثل هذه المنشآت الفنية.

الكلمات المفتاحية

الرواشد، جسر، أساسات عميقة، قوة تحمل التربة، هبوط التربة

Résumé

Ce travail a pour objet l'étude géologique et géotechnique du site réservé à la reconstruction d'un pont submergé reliant la route nationale N° 105 à la ville de Rouached (Wilaya de Mila). Le terrain objet de cette étude est situé au Nord de la ville de Rouached sur Oued Endja.

L'analyse et l'interprétation des résultats des essais de laboratoire et in-situ vont permettre l'identification et la classification des sols constituant le site étudié. A travers un calcul de la capacité portante des sols vis-à-vis les fondations profondes et l'effet de groupe et l'estimation des tassements nous proposons plusieurs variantes pour le système de fondation de ce type d'ouvrage.

Mots clés

Rouached, Pont, fondations profondes, capacité portante, tassement.

Abstract

This work has for object the geologic and geotechnical study of the site reserved for the reconstruction of a submerged bridge connecting the main road N°105 with the city of Rouached (Wilaya of Mila). The ground object of this study is situated in the North of the city of Rouached on Oued Endja.

The analysis and the interpretation of the results of the tries of laboratory and in situ are going to allow the identification and the classification of grounds establishing the studied site. To cross a calculation of the carrying capacity of grounds towards the deep foundations and the effect of group and the estimation of the collapses we propose several variants for the system of foundation of this type of work.

Key words

Rouached, Bridge, deep foundations, carrying capacity, collapse,.